

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

ESCUELA DE POSGRADO



**ESTIMACIÓN DE FUNCIONES DE VULNERABILIDAD SÍSMICA EN
EDIFICACIONES CON BASE EN PROCEDIMIENTOS PROBABILÍSTICOS**

TESIS PARA OPTAR EL GRADO ACADÉMICO DE MAGÍSTER EN INGENIERÍA CIVIL

AUTOR

ORLANDO OSCAR MALDONADO SALVATIERRA

ASESOR

Mg. Ing. Antonio Zeballos Cabrera

Lima – PERÚ

2019

AGRADECIMIENTOS

A mi asesor Mg. Antonio Zeballos Cabrera, por su tiempo y dedicación en guiar esta tesis.

A los docentes de la escuela de posgrado de ingeniería civil de la Pontificia Universidad Católica del Perú, por sus valiosos conocimientos y enseñanza vertida.

A mis compañeros de la maestría, con quienes compartí conocimiento y gratos momentos.





DEDICATORIA

A Dios por permitirme lograr mis objetivos.

A mis padres y hermanas por todo lo vivido.

A mi esposa e hijos por su comprensión y apoyo para hacer realidad esta meta.

A mis amigos de OMALSA Ingenieros.

RESUMEN

La estimación de funciones de vulnerabilidad se obtuvo mediante la estimación del costo medio y desviación estándar debido a daño sísmico producido por una cierta intensidad de evento sísmico, para una tipología estructural específica que caracterizan la incertidumbre del costo de daño desde el punto de vista probabilístico dado una intensidad sísmica que se asume aleatoria.

El daño y su estimación se evaluaron para los elementos estructurales (columnas, vigas, losas aligeradas, placas etc.) y los no estructurales (tabiques, equipos, tuberías, instalaciones, vidrios, etc.). También se incluye los costos derivados de las pérdidas parciales o totales de funcionalidad del sistema estructural.

Las curvas de vulnerabilidad son utilizadas como parte del análisis de riesgo sísmico que comprende las siguientes etapas:

- Análisis del peligro sísmico
- Análisis de la exposición del inventario de estructuras, edificios y actividades sujetas a riesgo
- Análisis de vulnerabilidad, que es la estimación de daño y costo en una estructura o tipología específica en una zona determinada
- Evaluación del riesgo de una estructura, un área o una región sometida a cierta amenaza sísmica.

Se explica el procedimiento para la obtención de las funciones de vulnerabilidad, presentando la teoría necesaria que explica la metodología seguida por el programa “Probabilistic Seismic Vulnerability Tool” (PSVT) en su primera versión del año 2015. El cálculo de la probabilidad sísmica se obtiene mediante Simulación Monte Carlo (SMC), de modelos de edificaciones simples de una o dos plantas y posibilita estimar respuesta mediante modelos de un grado de libertad no lineales.

La metodología seguida permite evaluar el comportamiento de la estructura para una ductilidad permisible (μ) considerando un sistema de un grado de libertad (1GL). Esto se decidió sobre la base de la deformación permisible y la capacidad de ductilidad que pueden alcanzar los materiales y del detallado del diseño seleccionado. La metodología también permite estimar la deformación de una estructura existente en la cual debe evaluarse su desempeño considerando un sistema de 1GL, previamente se determina la masa (m), la rigidez inicial (k) y la resistencia a la cedencia (f_y) a partir de sus

dimensiones, tamaño de los elementos y el detallado de diseño (refuerzos en estructuras de concreto reforzado, conexiones de las estructuras de acero, etc.)

Nuestro estudio se centra en las clases *C1mck 1GL* y *C2 mckFy 1GL*, predeterminadas en el programa PSVT. El modelo *C1mck 1GL* corresponde a un modelo lineal de 1GL que mediante la inclusión del factor de coeficiente inelástico de deformación se estima el desplazamiento máximo lateral en el rango inelástico mediante simulación, para obtener finalmente las curvas de vulnerabilidad. El modelo *C2 mckFy 1GL* corresponde a un modelo inelástico de 1GL que utiliza un modelo de comportamiento histéretico elastoplástico, a partir de la deformación de fluencia, rigidez del sistema y de la relación de rigidez (rigidez post-fluencia entre la rigidez en rango elástico) se obtienen los desplazamientos máximos inelásticos para finalmente mediante Simulación Monte Carlo (SMC) obtener la curva de vulnerabilidad.

Para explicar el procedimiento de verificación de desempeño, se seleccionó una edificación común (vivienda) y un bloque típico de una edificación esencial (colegio), ambas edificaciones corresponden a construcciones formales por lo que cuentan con licencia de construcción y su diseño ante cargas laterales está basado en la Norma Técnica E030 “Diseño Sismorresistente”. Se ha generado el modelo de demanda sísmica, modelo estructural para la simulación, y su análisis hasta determinar las funciones de vulnerabilidad.

Los resultados muestran que las curvas de fragilidad dan un valor bajo o nulo de presentar una probabilidad de colapso, lo que cumple con la filosofía de diseño de la Norma Técnica E030 “Diseño Sismorresistente”. La estimación de la curva de vulnerabilidad permite determinar el costo de reparación de las estructuras para un escenario de demanda sísmica, y por el porcentaje de vulnerabilidad que alcanzaron las estructuras ante escenario caracterizado por un valor máximo de aceleración (PGA), no es necesario reforzar las edificaciones analizadas.

ABSTRACT

The estimation of vulnerability functions was obtained by estimating the average cost and standard deviation due to seismic damage caused by a certain intensity of seismic event, for a specific structural typology that characterize the uncertainty of the cost of damage from the probabilistic point of view given a seismic intensity assumed randomly.

The damage and its estimate were evaluated for structural elements (columns, beams, lightened slabs, plates etc.) and non-structural elements (partitions, equipment, pipes, installations, glass, etc.). It also includes the costs derived from partial or total losses of structural system functionality.

Vulnerability curves are used as part of the seismic risk analysis that includes the following stages:

- Seismic hazard analysis
- Analysis of the exposure of the inventory of structures, buildings and activities subject to risk
- Vulnerability analysis, which is the estimation of damage and cost in a specific structure or typology in a given area
- Risk assessment of a structure, an area or a region subject to a certain seismic threat.

The procedure for obtaining vulnerability functions is explained, presenting the necessary theory that explains the methodology followed by the “Probabilistic Seismic Vulnerability Tool” (PSVT) program in its first version of 2015. The calculation of the seismic probability is obtained through Monte Carlo Simulation (SMC), of models of simple buildings of one or two floors and makes it possible to estimate response through models of a non-linear degree of freedom.

The methodology followed allows to evaluate the behavior of the structure for an allowable ductility (μ) considering a system of a degree of freedom (1GL). This was decided based on the allowable deformation and ductility capacity that the materials can reach and the detailed design selected. The methodology also allows estimating the deformation of an existing structure in which its performance should be evaluated considering a 1GL system, previously determining the mass (m), initial stiffness (k) and resistance to yield (f_y) from of its dimensions, size of the elements and the detailed design (reinforcements in reinforced concrete structures, connections of steel structures, etc.)

Our study focuses on the *C1mck IGL* and *C2 mckFy IGL* classes, predetermined in the PSVT program. The *C1mck IGL* model corresponds to a linear IGL model that, by including the inelastic deformation coefficient factor, estimates the maximum lateral displacement in the inelastic range by simulation, to finally obtain the vulnerability curves. The *C2 mckFy IGL* model corresponds to an inelastic IGL model that uses a model of elastoplastic hysteretic behavior, based on creep deformation, system stiffness and stiffness ratio (post-creep stiffness between elastic range stiffness) inelastic maximum displacements are obtained to finally obtain the vulnerability curve through Monte Carlo Simulation (SMC).

To explain the performance verification procedure, a common building (housing) and a typical block of an essential building (school) were selected, both buildings correspond to formal constructions so they have a construction license and their design against side loads is based on Technical Standard E030 "Earthquake Resistant Design". The seismic demand model, structural model for the simulation, and its analysis have been generated until the vulnerability functions are determined.

The results show that the fragility curves give a low or no value of presenting a probability of collapse, which complies with the design philosophy of Technical Standard E030 "Earthquake Resistant Design". The estimation of the vulnerability curve allows to determine the cost of repair of the structures for a scenario of seismic demand, and by the percentage of vulnerability that the structures reached before the scenario characterized by a maximum acceleration value (PGA), it is not necessary to reinforce the buildings analyzed.

Índice

1. ASPECTOS GENERALES	1
1.1. Introducción	1
1.2. Justificación.....	1
1.3. Planteamiento del problema	2
1.3.1. Problemática general.....	3
1.3.2. Problemática específica	4
1.4. Objetivos	4
1.4.1. Objetivo general.....	4
1.4.2. Objetivos específicos	4
1.5. Metodología	4
1.6. Hipótesis.....	5
1.6.1. Hipótesis general.....	5
1.6.2. Hipótesis específica	5
2. ANTECEDENTES Y ESTADO DEL ARTE	7
2.1. Introducción	7
2.2. Estudios anteriores	9
3. MARCO TEÓRICO	12
3.1. Introducción	12
3.2. Definiciones básicas.....	12
3.3. Peligro sísmico.....	13
3.3.1. Análisis determinístico del peligro sísmico	13
3.3.2. Análisis probabilístico del peligro sísmico	14
3.3.3. Espectro de peligro uniforme.....	15
3.3.4. La acción sísmica en el diseño estructural.....	16
3.3.5. Acelerogramas	16
3.4. Vulnerabilidad sísmica de edificios	17
3.4.1. Métodos de análisis de vulnerabilidad.....	17
3.4.2. Métodos analíticos	18
3.5. Métodos de análisis sísmicos	18
3.5.1. Análisis estático lineal (AEL).....	19
3.5.2. Análisis dinámico lineal (ADL).....	19
3.5.3. Análisis estático no lineal (AENL).....	20
3.5.4. Análisis dinámico no lineal (ADNL).....	20
3.6. Espectro de respuesta, curvas y espectro capacidad	20
3.6.1. Espectros de respuesta	20

3.6.2.	Curvas y espectros de capacidad	21
3.7.	Ductilidad de elementos estructurales y ductilidad global.....	22
3.7.1.	Clasificación o tipos de ductilidad.....	22
3.8.	Diagramas momento-curvatura.....	23
3.8.1.	Modelos para el concreto en compresión	24
3.8.2.	Modelo para el acero de refuerzo	25
3.9.	Factor de reducción de respuesta	25
3.10.	Ingeniería sísmica basada en desempeño	26
3.10.1.	Evaluación del desempeño sísmico	27
3.10.2.	Estados límite de una estructura	27
3.10.3.	Niveles de peligro	27
3.11.	Curvas de fragilidad	29
3.11.1.	Función de distribución de probabilidad (fdp)	30
3.11.2.	Estados de daño	31
3.12.	Cuantificación de la vulnerabilidad sísmica.....	33
3.12.1.	Funciones de vulnerabilidad	33
3.13.	Incertidumbres	34
3.13.1.	Fuentes de incertidumbres	35
4.	CARACTERIZACIÓN DE LA SISMICIDAD	36
4.1.	Introducción	36
4.2.	Sismicidad en el ámbito de estudio.....	36
4.3.	Historia sísmica en el Perú.....	38
4.4.	Historia sísmica de la ciudad de Huancayo.....	39
4.5.	Fundamentos del análisis del peligro sísmico.....	40
4.6.	Peligro sísmico probabilístico con aplicativo web CPSP	40
4.6.1.	Evaluación y caracterización de las fuentes sismogénicas	41
4.6.2.	Parámetros sismológicos de las fuentes sismogénicas	42
4.6.3.	Atenuación de las ondas sísmicas.....	43
4.6.4.	Determinación del peligro sísmico	44
4.7.	Determinación del peligro sísmico para Huancayo	44
4.7.1.	Ubicación.....	44
4.7.2.	Probabilidad anual de excedencia.....	45
4.7.3.	Espectro uniforme.....	46
4.7.4.	Espectro de diseño	47
5.	METODOLOGÍA.....	48
5.1.	Introducción	48

5.2.	Metodología del Programa PSVT	48
5.3.	Diagrama de flujo del programa PSVT.....	49
5.4.	Análisis de incertidumbres en los parámetros sísmicos y estructurales.....	50
5.5.	Simulación de Monte Carlo (SMC)	53
5.6.	Modelo lineal de un grado de libertad 1 GL	54
5.7.	Relación fuerza-deformación	54
5.7.1.	Idealización elasto-plástica	55
5.7.2.	Sistema lineal correspondiente	56
5.7.3.	Efectos de la cedencia.....	57
5.8.	Cálculo de deformación máxima del modelo no lineal (D_{NL}).....	58
5.8.1.	Factor de reducción por ductilidad (R_y)	58
5.8.2.	Cálculo del coeficiente inelástico de deformación (C_R)	59
5.9.	Cálculo de la fuerza de cedencia (F_y) y la deformación de cedencia (D_y).....	60
5.10.	Selección del modelo estructural.....	62
5.10.1.	Modelo C1 mck1 GL	63
5.10.2.	Modelo C2 mckFy 1GL.....	63
5.11.	Indicadores de la acción sísmica y del daño estructural	63
5.12.	Cálculo del espectro de diseño mediante parámetros.....	64
5.13.	Cálculo de señales sísmicas compatibles	67
5.14.	Cálculo de espectro de respuesta.....	69
5.15.	Definición de los estados límites de daño estructural	70
5.16.	Definición de componentes no estructurales	70
5.17.	Cálculo de daño estructural y no estructural	71
5.18.	Cálculo del costo de daño estructural y no estructural	72
5.19.	Funciones de vulnerabilidad.....	72
5.20.	Validez de Resultados	73
6.	CARACTERIZACIÓN DE LAS EDIFICACIONES	74
6.1.	Introducción	74
6.2.	Principales características de las edificaciones según uso	75
6.2.1.	Número de ocupantes según uso y horario	75
6.3.	Aspecto Normativo	76
6.3.1.	Filosofía de diseño	76
6.3.2.	Factor de importancia	76
6.3.3.	Deriva de entrepiso	76
6.3.4.	Reducción de fuerzas por ductilidad.....	77
6.3.5.	Protección de componentes no estructurales	77

6.4.	Costo de edificación	77
6.5.	Costos de reparación	78
6.6.	Daño estructural y no estructural	80
6.7.	Cálculo del costo de daño estructural y no estructural.....	80
6.8.	Edificación seleccionada.....	80
6.9.	Edificación común (vivienda).....	80
6.9.1.	Características mecánicas del concreto y acero	81
6.9.2.	Momentos de fluencia (M_y) y Momentos últimos (M_n)	83
6.9.3.	Determinación de fuerza de fluencia (V_y) y Desplazamiento (D_y).....	84
6.10.	Edificación esencial (Aulas).....	86
6.10.1.	Características mecánicas del concreto y acero	87
6.10.2.	Momentos de fluencia (M_y) y Momentos últimos (M_n)	90
6.10.3.	Determinación de la fuerza de fluencia (V_y) y Desplazamiento D_y	90
7.	PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	93
7.1.	Introducción	93
7.2.	Análisis y resultados edificación común (vivienda)	93
7.2.1.	Edificación común - Modelo C1 mck 1GL	93
7.2.2.	Edificación común - Modelo C2 mckFy 1GL	97
7.2.3.	Comparación de funciones de vulnerabilidad para edificación común	99
7.3.	Análisis y resultados de edificación esencial (Aulas).....	100
7.3.1.	Edificación esencial - Modelo C1 mck 1GL	100
7.3.2.	Edificación esencial - Modelo C2 mckFy 1GL	103
7.3.3.	Comparación de funciones de vulnerabilidad edificación esencial	105
7.4.	Comparación de funciones de vulnerabilidad.....	106
7.4.1.	Modelo C1 mck 1GL y C2 mckFy 1GL	106
7.5.	Funciones de Vulnerabilidad sísmica de módulo 780 Pre NDSR-1997	107
7.5.1.	Resumen de datos obtenidos por Quiroz (2017).....	107
7.5.2.	Datos de entrada al PSVT modelo C1 mck 1GL	108
8.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	111
8.1.	Conclusiones	111
8.2.	Recomendación	112
9.	Referencias Bibliográficas.....	- 114 -

Índice de Figuras

	Pág.
Figura 3.1. Pasos básicos del análisis determinístico del peligro sísmico	14
Figura 3.2. Pasos básicos del análisis probabilístico del peligro sísmico	15
Figura 3.3. Espectro de peligro uniforme	16
Figura 3.4. Representación de acelerograma con series de tiempo de aceleración en dos direcciones horizontales (transversal y longitudinal) y vertical	17
Figura 3.5. Diferentes sistemas de un grado de libertad, sometidos a un registro sísmico	21
Figura 3.6. Punto de desempeño	22
Figura 3.7. Tipos de ductilidad	23
Figura 3.8. Diagrama de momento curvatura trilineal	24
Figura 3.9. (a) Modelo de Hognestad (1951) para concreto no confinado (b) Modelo de Kent y Park para concreto confinado por estribos rectangulares	24
Figura 3.10. Representación gráfica de la relación esfuerzo-deformación del acero de refuerzo y comportamiento idealizado elastoplástico	25
Figura 3.11. Factor de reducción de respuesta.	26
Figura 3.12. Objetivos de diseño sísmico para una estructura de uso estándar.	28
Figura 3.13. Procedimiento para la obtención de las curvas de fragilidad a partir de la función de distribución (fdp), deriva máxima de entrepiso para una determinada intensidad sísmica y valores de probabilidad de no excedencia para daño severo.	30
Figura 3.14. Representación bilineal de la curva del espectro de capacidad	32
Figura 3.15. Curva de vulnerabilidad estructural y no estructural, y desviación estándar para edificación común.	34
Figura 4.1. (a) Placas tectónicas principales del hemisferio oeste (b) Sismicidad histórica para Países de América latina	37
Figura 4.2. Subducción de la placa de Nazca bajo la Sudamericana	37
Figura 4.3. Esquema de los cuatro tipos de fuentes sismogénicas	37
Figura 4.4. Fuente Sismogénicas (a) de subducción de Interface e Intraplaca, (b) subducción de intraplaca	41
Figura 4.5. Fuentes Sismogénicas de Corteza Superficial o Continentales	42
Figura 4.6. Interfaz del aplicativo web “CPSP”	44
Figura 4.7. Curva de probabilidad anual de excedencia Vs Aceleración espectral, para un amortiguamiento de 5% y un periodo de 0.00 (PGA) y probabilidad de excedencia 1/475 $A = 0.30g$	45
Figura 4.8. Curva de probabilidad anual de excedencia Vs Aceleración espectral, para un amortiguamiento de 5%, periodo de 0.1 s y probabilidad de excedencia 1/475 $A = 0.58g$	45
Figura 4.9. Espectro de peligro uniforme para periodos de retorno $T_r = 100, 475, 1000$ y 2457 años	46
Figura 4.10. Espectro de diseño para suelo S1 y S2 con $T_R = 475$ años	47
Figura 5.1. Funciones de vulnerabilidad y densidad de probabilidad condicional del costo de daño	49
Figura 5.2. Diagrama de flujo conceptual	50
Figura 5.3. Esquema del procedimiento de estimación de daños	53
Figura 5.4. Modelo de 1GL, idealizado bajo excitación sísmica	54

Figura 5.5.	Variación de la fuerza interna F_s con desplazamiento u a lo largo de una trayectoria de deformación de fuerza no lineal.	54
Figura 5.6.	Relación fuerza-deformación bilineal, donde α es la relación entre la rigidez post fluencia con respecto a la rigidez elástica.	55
Figura 5.7	(a) Curva de fuerza-deformación durante la aplicación inicial de carga real e idealización elastoplástica. (b) Relación elastoplástica de fuerza deformación.	55
Figura 5.8.	Sistema elastoplástico y su sistema lineal correspondiente.	56
Figura 5.9.	Respuesta de un sistema elastoplástico con $T_n=0.5s$, $\varepsilon=0$ y $\dot{f}_y = 0.125$ al movimiento del terreno de El centro: (a) deformación; (b) fuerza restauradora y aceleración; (c) intervalos de tiempo de cedencia; (d) relación de fuerza-deformación.	57
Figura 5.10.	Modelo constitutivo lineal y no lineal asociado.	59
Figura 5.11.	Gráfica de parámetro C_R .	60
Figura 5.12.	Aparición del primer daño en la estructura.	62
Figura 5.13.	Modelo estructural a seleccionar en PSVT	62
Figura 5.14.	(a) Ingreso de parámetros del modelo lineal C1mck1GL (b) Ingreso de parámetros del modelo lineal C2mck1GL en el programa PSVT	63
Figura 5.15.	Aceleraciones debido a sismos, basadas en código para sitios de roca.	64
Figura 5.16.	Aceleraciones debido a sismos, basadas en código para sitios de roca.	64
Figura 5.17.	Ingreso de parámetros al cuadro de diálogo para generar espectro de pseudo-aceleración y espectro de desplazamiento, los valores indicados deben variarse.	66
Figura 5.18.	Espectro de pseudo-aceleraciones y Espectro de desplazamiento elástico	66
Figura 5.19.	Función de modulación de amplitud para señales sísmicas artificiales para los parámetros $t_d = 30 s$, $t_i/t_d = 0.2$, $t_2/t_d = 0.6$ y $\beta_5 = 0.4/s$.	67
Figura 5.20.	Cuadro de diálogo para definición de parámetros para generación de señales.	68
Figura 5.21.	Modelo de señales sintéticas generadas.	68
Figura 5.22.	Cuadro de diálogo para selección de señales a utilizar y cantidad a utilizar para el análisis.	69
Figura 5.23.	Espectros lineales de pseudo-aceleración para señales utilizadas, valor medio (color azul) y valor medio más una desviación estándar (color rojo).	69
Figura 5.24.	Cuadro de diálogo para definición de estados límite de daño estructural	70
Figura 5.25.	(a) Cuadro de diálogo para definición de componentes no estructurales, (b) Cuadro de diálogo para definición de parámetros de componentes no estructurales.	71
Figura 5.26.	Definición de función de daño estructural (DE) y no estructural (DNE).	72
Figura 5.27.	(a) Parámetros para la SMC. (b) Curva de vulnerabilidad	73

Figura 6.1.	Estructura de la vivienda seleccionada para el estudio	82
Figura 6.2.	Espectro de pseudo - aceleración y de desplazamiento en función de la gravedad	84
Figura 6.3.	Muestra el primer modo de vibración con $T=0.313s$	85
Figura 6.4.	Ubicación del Bloque B1 dentro de zona primaria	87
Figura 6.5.	Estructura del Bloque seleccionado, planta y elevación del pórtico 1 y 4	88
Figura 6.6.	Estructura del Bloque seleccionado, elevación del pórtico 2 y 3, b, A y C, secciones de columnas y vigas	89
Figura 6.7.	Espectro de pseudo-aceleración y de desplazamiento en función de la gravedad.	91
Figura 6.8.	Segundo modo de vibración con $T=0.294s$.	91
Figura 7.1.	Parámetros para generar el espectro de Pseudo aceleración	93
Figura 7.2.	Espectro de pseudoaceleración y espectro elástico de desplazamiento (m)	94
Figura 7.3.	Parámetros para la generación de señales sintéticas	94
Figura 7.4.	Espectro generado con señales sintéticas	95
Figura 7.5.	(a) Curvas de fragilidad estructural Clase 01 para estados límite definidos. (b) Probabilidad de excedencia para sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo	95
Figura 7.6.	(a) Curvas de fragilidad no estructural Clase 01 para estados límite definidos. (b) Probabilidad de excedencia para sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo.	96
Figura 7.7.	(a) Curva de vulnerabilidad Clase 01 para D_y y D_u definidos. (b) Probabilidad de daño para sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo.	96
Figura 7.8.	Modelo elastoplástico	97
Figura 7.9.	(a) Curva fragilidad con probabilidad de daño estructural. (b) Probabilidad de excedencia para sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo.	97
Figura 7.10.	(a) Curva de fragilidad con probabilidad de daño no estructural. (b) Probabilidad de excedencia para sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo.	98
Figura 7.11.	(a) Función de vulnerabilidad de daño estructural y desviación estándar. (b) Probabilidad de daño para sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo.	98
Figura 7.12.	(a) Comparación de funciones de vulnerabilidad, modelo C1mck 1 GL y C2mckFy 1 GL. (b) Probabilidad de daño para sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo.	99
Figura 7.13.	Datos de entrada del modelo C1 mck 1GL y límites de daño para el componente estructural y no estructural	100
Figura 7.14.	Espectro de pseudo-aceleración y de desplazamiento elástico.	100
Figura 7.15.	Señales sintéticas ajustadas al espectro elástico.	101
Figura 7.16.	Espectro generado con señales sintéticas	101
Figura 7.17.	Curvas de fragilidad estructural Clase C1 mck 1GL para estados límite definidos. b) Probabilidad de excedencia para sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo.	102
Figura 7.18.	(a) Curvas de fragilidad estructural Clase C1mck 1GL para estados límite definidos. (b) Probabilidad de excedencia para sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo.	102
Figura 7.19.	(a) Función de vulnerabilidad estructural y no estructural Clase C1 mck 1GL y desviación estándar. (b) Probabilidad de daño para sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo.	103
Figura 7.20.	(a) Curvas de fragilidad Estructural Clase C2 mck 1GL para estados límite definidos. (b) Probabilidad de excedencia para sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo.	104

Figura 7.21.	(a) Curvas de fragilidad No Estructural Clase C2 mckFy 1GL para estados límite definidos. (b) Probabilidad de excedencia para sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo.	104
Figura 7.22.	(a) Funciones de vulnerabilidad estructural y desviación estándar Clase C2 mckFy 1GL. (b) Probabilidad de daño para sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo.	105
Figura 7.23.	(a) Comparación de funciones de vulnerabilidad, modelo C1mck 1 GL y C2mckFy 1 GL. (b) Probabilidad de daño para sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo.	105
Figura 7.24.	(a) Comparación de funciones de vulnerabilidad edificación común y esencial, modelo C1mck 1 GL. (b) Probabilidad de daño para sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo.	106
Figura 7.25.	(a) Comparación de funciones de vulnerabilidad edificación común y esencial, modelo C2mckFy 1 GL. (b) Probabilidad de daño para sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo.	107
Figura 7.26.	Comparación de funciones de vulnerabilidad PSVT – QUIROZ	109



Índice de Tablas

		Pág.
Tabla 3.1	Niveles de sismo de diseño según VISION 2000	28
Tabla 3.2	Niveles de sismo de diseño según ATC-40	28
Tabla 3.3	Desplazamiento objetivo del estado de daño	31
Tabla 3.4	Definición de umbrales de daño	32
Tabla 3.5	Definición de umbrales de daño basado en la ductilidad	33
Tabla 4.1	Sismos de mayor magnitud e intensidad ocurridos en el Perú	38
Tabla 4.2	Parámetros sismológicos de las fuentes sismogénicas	43
Tabla 4.3	Parámetros resultantes de peligro para diferentes periodos de retorno	46
Tabla 6.1	Cantidad de personas según uso de la edificación	75
Tabla 6.2	Costo estimado de reposición de daños	79
Tabla 6.3	Momento de fluencia M_y y momento último M_n en vigas	83
Tabla 6.4	Momento de fluencia M_y y momento último M_n en columnas	83
Tabla 6.5	Momento de fluencia M_y y momento último M_n en vigas	90
Tabla 6.6	Momento de fluencia M_y y momento último M_n en columnas	90
Tabla 7.1	Niveles de daño y ductilidad	108
Tabla 7.2	Estado límite de daño por ductilidad	109

1. ASPECTOS GENERALES

1.1. Introducción

Los desastres ocasionados por sismo en diversos países traen como consecuencias estadísticas de cifras de fallecidos, damnificados y pérdidas económicas que afectan sobre todo a las poblaciones más vulnerables. En el Perú, debido a su ubicación en zona de alta sismicidad, se han producido numerosos sismos. Entre los que reportan mayor pérdida de vidas y daños a las edificaciones se encuentran los sismos de Huaraz (1970) y Pisco (2007). Por ello es necesario reducir la vulnerabilidad en las edificaciones de nuestro país.

Lo indicado motiva a presentar una metodología para estimar de manera razonable las pérdidas en edificaciones antes de la ocurrencia de un sismo, teniendo un enfoque probabilístico basado en funciones de vulnerabilidad sísmica. Estas funciones incluyen la incertidumbre en la respuesta sísmica que luego permiten estimar los costos de reparación.

Para explicar la metodología se presenta a manera de ejemplo el análisis de una tipología de edificación común (vivienda) y una tipología de edificación esencial (educación), ambas ubicadas en la ciudad de Huancayo. Su representación se hizo mediante modelos de un grado de libertad (1GL) para calcular curvas de fragilidad en base a procedimientos probabilísticos, que permitieron estimar la función de vulnerabilidad para finalmente determinar el daño estructural y no estructural en base a la demanda pico de ductilidad.

1.2. Justificación

Existen diferentes metodologías de análisis de riesgo como el ATC-13, EMS-98, HAZUS. Todas ellas definen el daño sísmico esperado para escenarios sísmicos específicos, de forma que, aunque pueden analizar escenarios definidos en términos determinísticos y probabilísticos siempre existirán incertidumbres en las acciones sísmicas esperadas, en la vulnerabilidad de los edificios, espectros de capacidad y curvas de fragilidad.

Los edificios deben cumplir condiciones mínimas de seguridad y habitualidad, establecidos por los códigos o normas, que se actualizan con frecuencia de 5 a 10 años. Considerando que la mayoría de los edificios son diseñados para tener una vida útil de al menos 50 años, es posible concluir que la mayor parte de los edificios que existen no cumplan con las normas vigentes, siendo por ello necesario conocer su vulnerabilidad

sísmica, que permitan estimar adecuadamente el riesgo sísmico basado en un método probabilístico.

Esta tesis busca incorporar y cuantificar estos elementos de incertidumbre de la excitación sísmica en términos de intensidad y contenido de frecuencia mediante un enfoque probabilístico. Al evaluar la vulnerabilidad mediante método analítico se obtiene funciones de vulnerabilidad, el método puede ser empleado para zonas donde no se dispone de observaciones de daños debido a sismos, ni de suficientes resultados de ensayos de laboratorio.

1.3. Planteamiento del problema

Más del 90% de las muertes relacionadas con desastres de origen natural ocurren en los países en desarrollo. Las estadísticas sobre los efectos de desastres muestran que existe una tendencia mundial al aumento del número de desastres y a la disminución del número de fallecidos, sin embargo, la cifra de damnificados y el valor de las pérdidas económicas van en aumento. El incremento de asentamientos humanos contribuye a configurar escenarios de riesgo, el crecimiento de la población y el aumento de la migración rural/urbana contribuyen a aumentar la exposición de las personas a las amenazas.

Los sismos de Huaraz (1970), Lima (1976), Arequipa (1986 y 1999), Moquegua y Tacna (2001), Pisco (2007), entre otros, han dejado una gran cantidad de personas fallecidas y daños en la infraestructura. La causa de estos daños es la vulnerabilidad de las edificaciones originada por malas configuraciones estructurales, baja resistencia, deficientes técnicas constructivas y materiales de poca calidad.

El alcance de un estudio de vulnerabilidad sísmica está condicionado al tipo de daño que se pretende evaluar y el nivel de amenaza existente (Safina, 2002). La aplicación exhaustiva de los métodos para estimar la vulnerabilidad sísmica tales como los métodos empíricos, analíticos y experimentales sobre una misma edificación pueden dar origen a importantes discrepancias en los resultados, difíciles de interpretar y que en algunos casos pueden dar origen a conclusiones erradas.

Aunque no existe una metodología estándar para estimar la vulnerabilidad sísmica de las estructuras, se han propuesto diferentes métodos cuyos resultados pretenden ser una descripción global del daño que experimenta una estructura de una tipología dada, sometida a la acción de un sismo determinado. El resultado de un estudio de vulnerabilidad sísmica está condicionado a la manera concreta como haga la descripción

del daño y del movimiento sísmico, la relación entre estos parámetros suele formularse discretamente, mediante matrices o de manera continua, a través de funciones o curvas, que tienen un carácter regional (Safina, 2002), pero que no reflejan los aspectos constructivos y culturales representativos de cada región.

En el Perú, el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENEPRED) publicó el año 2014 el manual de evaluación de riesgos naturales con el cual se puede determinar los mapas de peligro, vulnerabilidad y riesgo mediante un método multicriterio que permite incorporar criterios cuantitativos y cualitativos, sin embargo no se cuenta con una metodología definida para determinar la vulnerabilidad de las edificaciones ni estimar las pérdidas por sismo, que permitan implementar medidas de prevención, tales como reforzamiento en edificaciones vulnerables.

En general las funciones de vulnerabilidad que uno puede consultar desarrollan muy poco el tema de la incertidumbre y dado que muchas medidas de riesgo están relacionadas con la incertidumbre es importante poder contar con un procedimiento que permita estimar la función de vulnerabilidad. Una forma de analizar la vulnerabilidad de las edificaciones es mediante una metodología analítica para generar curvas de vulnerabilidad obtenidas para una tipología estructural y región específica que caracterizan la incertidumbre desde el punto de vista probabilístico dada una intensidad sísmica que se asume aleatoria.

Esta tesis pretende explicar el procedimiento de estimación de la vulnerabilidad sísmica mediante funciones analíticas en la etapa inelástica que pueden ser aplicadas a cualquier tipo de edificación (esencial, importante o común) representado por un modelo de un grado de libertad que incorpore y cuantifique la incertidumbre mediante un enfoque probabilístico. Para cumplir con este objetivo se propone analizar como ejemplo una edificación común y una edificación esencial de dos pisos, con tipologías frecuentes en la ciudad de Huancayo, para calcular las curvas de vulnerabilidad mediante estimación de respuesta sísmica que representen el daño estructural y no estructural en base a la demanda pico de ductilidad (μ).

1.3.1. Problemática general

¿Cómo determinar funciones de vulnerabilidad sísmica que incorporen la incertidumbre en la respuesta de las estructuras?

1.3.2. Problemática específica

¿Es posible presentar un procedimiento de análisis para generar curvas de vulnerabilidad sísmica utilizando modelos estructurales simples?

La problemática específica responde a las siguientes preguntas:

- ¿Cuál es el peligro sísmico y cómo seleccionar los registros sísmicos compatibles con la ubicación de los modelos estructurales en estudio?
- ¿Cómo elaborar un diagrama de flujo de ingreso de datos y procedimientos para determinar las curvas de vulnerabilidad mediante un software?
- ¿Cómo determinar las deformaciones máximas de la estructura analizada mediante análisis dinámico lineal y no lineal de la respuesta en el tiempo?
- ¿Cómo generar las curvas de fragilidad mediante procedimientos estadísticos (Simulación Montecarlo) y qué herramientas se han desarrollado para estimar pérdidas por sismo?

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

Contribuir en la reducción de vulnerabilidad sísmica de edificaciones mediante el uso de una herramienta de simulación probabilística.

1.4.2. Objetivos específicos

Presentar el procedimiento de análisis de estimación de funciones de vulnerabilidad sísmica de edificaciones con el uso de software PSVT v. 2015 de modelos estructurales con tipologías frecuentes.

1.5. Metodología

Se determinará las curvas de fragilidad de la estructura para estimar las pérdidas por sismo mediante método analítico.

La secuencia de actividades a realizar para lograr los objetivos específicos es la siguiente:

- Cuantificar el peligro sísmico, seleccionar y adecuar los registros sísmicos compatibles con la ubicación de los modelos estructurales en estudio.

- Generar un diagrama de flujo para el empleo del programa PSVT v2015 indicando los procedimientos para determinar las curvas de fragilidad analíticas mediante Simulación Montecarlo.
- Realizar el análisis dinámico lineal y el análisis dinámico no lineal tiempo-historia del modelo estructural en estudio.
- Generar las funciones de vulnerabilidad mediante procedimientos estadísticos (Simulación Montecarlo) y aplicar las herramientas desarrolladas para estimar pérdidas por sismo.

1.6. Hipótesis

1.6.1. Hipótesis general

Es posible incorporar la incertidumbre en los parámetros sísmicos y estructurales en la generación de las funciones de vulnerabilidad, se puede incluir algunos factores que pueden tomar en cuenta los problemas de diseño sísmico, estos problemas pueden aumentar significativamente la vulnerabilidad, es por ello de importancia el análisis probabilístico de la vulnerabilidad de las construcciones como una herramienta para la reducción del riesgo sísmico.

1.6.2. Hipótesis específica

Es posible elaborar una metodología para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios de tipologías frecuentes basándose en herramientas de estudio probabilísticas. Las curvas de vulnerabilidad pueden ser generadas analíticamente mediante simulación Montecarlo basándose en hipótesis teóricas del comportamiento estructural y de la demanda sísmica.

- El peligro sísmico para la ciudad de Huancayo esta alrededor de 0.35g tal como lo establece la Norma E-0.30, para la zona Z3 y suelo S2 (suelo intermedio).
- La selección de acelerogramas de eventos registrados, tienen magnitud, distancia a la falla, y son consistentes con el sismo máximo considerado. Un mínimo de tres registros de acelerogramas debidamente seleccionados, permiten la estimación de la vulnerabilidad de la edificación analizada.
- El diagrama de flujo para el cálculo de curvas de vulnerabilidad mediante software, deberá basarse sobre un modelo del edificio (modelo estructural) y un modelo de demanda sísmica (señales), la conjunción de ambos modelos permitirá estimar la demanda sísmica de los modelos con daño estructural y no estructural,

modelos de costos y finalmente obtener la curva de vulnerabilidad mediante simulación.

- La respuesta en el tiempo con el uso de acelerogramas, permiten obtener los desplazamientos máximos en el rango elástico y con la incorporación de un coeficiente inelástico de deformación es posible obtener el desplazamiento máximo no lineal.
- Los métodos probabilísticos utilizan técnicas de simulación para considerar la incertidumbre en los parámetros sísmicos y estructurales, ambos parámetros se definen como variable aleatoria que se genera a partir de sus funciones de distribución a la relación existente entre ambos paramétricos desde un punto de vista probabilística y una serie de análisis dinámico no lineales permiten obtener las funciones de vulnerabilidad acumulada del daño del parámetro seleccionado.



2. ANTECEDENTES Y ESTADO DEL ARTE

2.1. Introducción

Como consecuencia de un sismo se presentan daños y la pérdida puede desbordar la capacidad económica de los hogares, las empresas, los municipios y las aseguradoras, y ciertamente puede causar graves efectos a largo plazo en las comunidades y la economía regional o nacional. Es por ello importante evaluar la vulnerabilidad de la infraestructura física para reducir los riesgos y lograr una sociedad más resistente y sostenible (Crowley, Pinho, Pagani y Keller, 2013).

El riesgo se establece en condiciones de vulnerabilidad física, social, económica y ambiental que es necesario evaluar y administrar de forma continua. El objetivo primordial es minimizar la exposición a las amenazas mediante el desarrollo de capacidades individuales, institucionales y de la sociedad, que permiten enfrentar las pérdidas o daños.

La vulnerabilidad es un reflejo de las condiciones físicas, sociales, económicas y ambientales, tanto individuales como colectivas. Estas se configuran permanentemente por las actitudes, conductas e influencias culturales, socioeconómicas y políticas de que son objeto las personas, familias, comunidades y países. La vulnerabilidad desempeña un papel decisivo en todos los aspectos relacionados con el desarrollo sostenible.

El factor de vulnerabilidad física, está relacionado con lo material y puede describirse como exposición. Puede determinarse por aspectos tales como la densidad de la población, lo apartado que se encuentra un asentamiento, el lugar, diseño y materiales que se utilizan para construir la infraestructura esencial y las viviendas.

La parte más importante de la evaluación del riesgo es el conocimiento detallado de las características cuantitativas y cualitativas del riesgo, como también de los factores que lo determinan y de sus consecuencias físicas, sociales y ambientales. Esto es un primer paso necesario para cualquier estudio serio de las estrategias de reducción de desastres.

Su importancia para la planificación y desarrollo de estrategias de reducción del riesgo de desastres fue abordada durante el Decenio Internacional para la Reducción de los Desastres Naturales (DIRDN) entre los años 1990 y 2000. Todos los países como parte de sus planes para lograr el desarrollo sostenible, deberían haber realizado una evaluación real del riesgo de amenazas naturales y haber incorporado sus resultados en sus planes de

desarrollo. Siguió a la DIRDN la Estrategia Internacional para la Reducción de Desastres (EIRD) en el año 2000 cuyo objetivo central fue el desarrollo de sociedades más seguras ante los desastres.

El Marco de Acción de Hyogo (2005 al 2015) tuvo su enfoque principal en el aumento de la resiliencia de los países y comunidades considerando para ello una prioridad la reducción de los riesgos de desastres, identificar y evaluar los riesgos de desastres, implantar una cultura de seguridad y resiliencia, y reducir los factores que conducen al riesgo. Actualmente el Marco de Acción de Sendai (2015 al 2030) tiene su enfoque en la gestión de reducción de desastres con la comprensión, fortalecimiento de capacidades y la inversión para reducir el riesgo, así también el aumento de la preparación para dar una respuesta oportuna que permitan una adecuada recuperación, rehabilitación y reconstrucción.

La evaluación del riesgo implica utilizar en forma sistemática la información disponible para determinar la posibilidad de que ocurran determinados sucesos así como la magnitud de sus posibles consecuencias. En general se dice que este proceso abarca lo siguiente:

- Identificar la naturaleza, ubicación, intensidad y probabilidad de una amenaza.
- Determinar la naturaleza y el grado de vulnerabilidad y exposición a esas amenazas.
- Definir las capacidades y los recursos de que se dispone para enfrentar o manejar las amenazas, y
- Determinar el grado de riesgo aceptable.

El objetivo de la evaluación de peligros es establecer la probabilidad de que se presente una amenaza específica, en un periodo determinado del futuro, así como su intensidad y zona de impacto. Para diseñar obras de ingeniería y realizar un ordenamiento territorial para el uso del suelo, es extremadamente importante evaluar la amenaza por sismo. En las zonas altamente sísmicas a menudo se limita la construcción de edificios y viviendas.

Los dos aspectos más importantes para el estudio de peligro sísmico son los temblores y el movimiento del suelo. La dinámica de los suelos es un factor decisivo en el diseño de construcciones y edificios. La evaluación estadística del peligro sísmico tiene por objeto evaluar la probabilidad de que en un periodo específico el movimiento del suelo en un sitio alcance o supere un nivel determinado. Un método de evaluación alternativo es

estimar el movimiento del terreno que produciría un terremoto con la máxima intensidad imaginable a la distancia más desfavorable en un lugar específico.

Los trabajos realizados se han centrado en la evaluación de los aspectos físicos de la vulnerabilidad principalmente relacionado con las amenazas más convencionales tales como las tormentas de viento, los terremotos e inundaciones. Para analizarlos generalmente se utiliza la superposición de las zonas de amenaza con la ubicación de la infraestructura como aeropuertos, carreteras principales, instalaciones de salud y el tendido eléctrico (Instituto Nacional de Defensa Civil [INDECI], 2012).

2.2. Estudios anteriores

La Década Internacional para la Reducción de los Desastres Naturales (1990-2000) (DIRDN), declarada por la Organización de las Naciones Unidas (ONU), fijó sus objetivos en la planificación y la reducción de la vulnerabilidad ante eventos naturales, debido a que estos eventos generalmente tienen un fuerte impacto negativo en la calidad de vida de las poblaciones afectadas, siendo los países menos desarrollados los más vulnerables. Los estudios de casos y las experiencias de muchos países desarrollados ilustran ampliamente los beneficios de la prevención con la aplicación de nuevos códigos para diseño resistente a sismos, desarrollo de los estándares de diseño, desarrollo de mitigación de desastres, reparación y reforzamiento de estructuras dañadas, cuantificación de vulnerabilidad entre otros. (The Institution of Civil Engineers: Estructuras resistentes a desastres, 1999).

Bonett (2003), en su tesis doctoral “Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada”, realiza la evaluación de la vulnerabilidad mediante los métodos analíticos para generar curvas de vulnerabilidad que constituye una herramienta fundamental para los estudios de prevención y atención de desastres, debido a que pueden ser utilizados para comenzar a reducir la vulnerabilidad y, de este modo, a reducir el riesgo a que se encuentran expuestas las estructuras, antes de la ocurrencia de un evento sísmico.

Blondet, Dueñas, Loaiza y Flores (2004), en la Conferencia Mundial sobre Ingeniería de Terremotos (Vancouver, Canadá), presentó el estudio de vulnerabilidad sísmica de la construcción informal de viviendas en la ciudad de Lima, donde se concluye luego de una evaluación de 100 edificaciones que el 47 % de las viviendas presentan vulnerabilidad

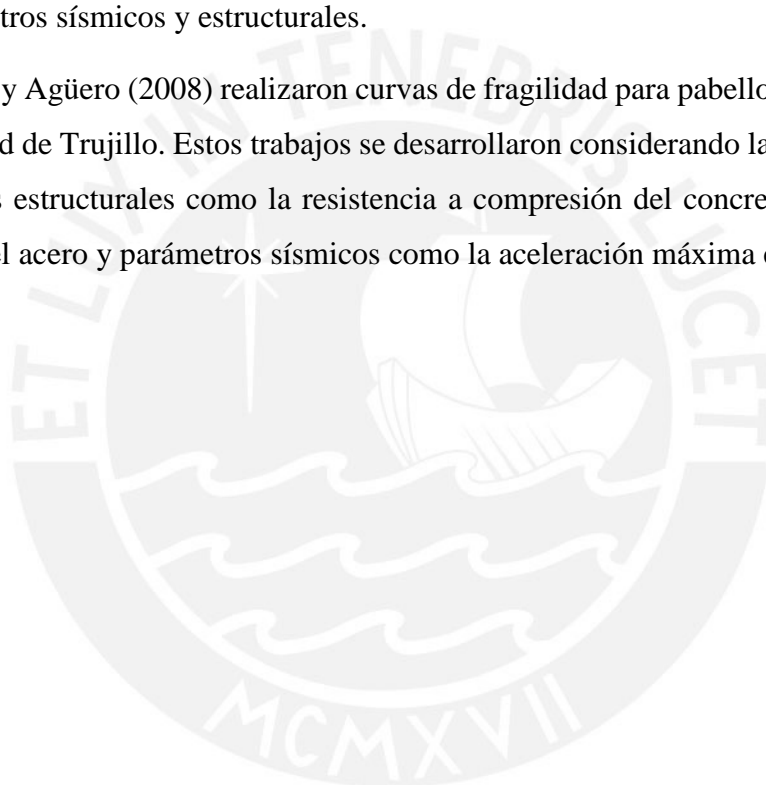
alta para sismos frecuentes debido a que fueron construidas sin asesoramiento profesional y sin control de calidad.

Tarque y Mosqueira (2005), en la tesis denominado “Recomendaciones Técnicas para Mejorar la Seguridad Sísmica de Viviendas de Albañilería Confinada de la Costa Peruana”, analizaron edificaciones de albañilería confinada construidas informalmente, con problemas estructurales graves y sísmicamente vulnerables. Desarrollaron una metodología simple para determinar el riesgo sísmico de viviendas informales de albañilería confinada y fue aplicada a una muestra de 270 viviendas distribuidas en 5 ciudades de la costa peruana (Chiclayo, Trujillo, Lima, Ica y Mollendo). Con la información determinaron el riesgo sísmico de las viviendas ante sismos severos, y clasificaron los principales defectos de las viviendas analizadas. Demostraron la existencia de un alto riesgo sísmico de las edificaciones construidas sin control técnico, por la antigüedad, falta de mantenimiento y el hecho de que no responden a la exigencia normativa. Finalmente desarrollaron una cartilla para la construcción y mantenimiento de viviendas de albañilería confinada en zonas de alto peligro sísmico.

Astorga y Aguilar (2006), en su trabajo de tesis “Evaluación del riesgo sísmico de edificaciones educativas peruanas” desarrollaron herramientas para estimar el desempeño sismorresistente y para cuantificar pérdidas en edificaciones educativas peruanas. Para estimar pérdidas construyeron funciones de distribución de daño para diferentes escenarios de sismicidad con intensidades en la escala Mercali Modificado (MM); en base a las cuales obtuvieron curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño. Los resultados indican que los edificios de adobe quedarían irreparables al presentar un 60% a más de daño para eventos con intensidades de VII o más. Para los edificios de concreto-albañilería construidos antes de 1997 y para los de reciente construcción se encontró que el daño irreparable se alcanzaría desde intensidades de IX y X respectivamente. Estudiaron el desempeño de los edificios para sismos frecuentes y en eventos mayores consiguiendo resultados que indican que en sismos frecuentes los edificios de concreto-albañilería construidos después de 1997, tendrían daños menores al 5% y en sismos severos alcanzarían 40% de daño. Para los edificios de concreto-albañilería anteriores a 1997 y para los edificios de adobe los daños serían importantes en sismos frecuentes (20% y 45% respectivamente) y en sismos severos ambos tipos de edificios quedarían irreparables (65% y 95% de daño).

Velásquez (2006), en la tesis “Estimación de Pérdidas por Sismo en Edificios Peruanos Mediante Curvas de Fragilidad Analíticas”, presenta la necesidad de cuantificar el riesgo sísmico de grupos de edificaciones educativas con tipologías estructurales similares. Los resultados de esta metodología son expresados en términos monetarios que son de gran utilidad para diseñadores, investigadores, expertos en seguridad y compañía de seguros, y administradores de sistemas esenciales. Las curvas de fragilidad presentadas, cuantifican el riesgo sísmico de una estructura o de una tipología estructural. Además calculan las curvas de fragilidad para las tipologías más comunes en las edificaciones educativas peruanas mediante un método analítico basado en la simulación estocástica de los parámetros sísmicos y estructurales.

Velásquez y Agüero (2008) realizaron curvas de fragilidad para pabellones universitarios en la ciudad de Trujillo. Estos trabajos se desarrollaron considerando la incertidumbre en parámetros estructurales como la resistencia a compresión del concreto, el esfuerzo de fluencia del acero y parámetros sísmicos como la aceleración máxima en la roca (PGA).



3. MARCO TEÓRICO

3.1. Introducción

El riesgo sísmico de una población está estrechamente ligado al desempeño de sus edificaciones. En general, el riesgo sísmico se caracteriza por su variabilidad en el tiempo y no depende solo del peligro sísmico al que están expuestos las poblaciones, sino también de la vulnerabilidad de las edificaciones, la densidad de la población, el nivel de desarrollo económico y el grado de preparación para enfrentar la emergencia. Es por ello necesario conocer la vulnerabilidad de las edificaciones.

Los estudios de vulnerabilidad sísmica constituyen una herramienta importante para la prevención y reducción de desastres, deben considerarse como parte fundamental de un proceso de desarrollo integral a nivel regional y local, con el fin de reducir el riesgo existente. Permiten conocer la condición actual de las edificaciones de la zona en estudio, con el objeto de anticiparnos y tomar acciones ante sus posibles daños y pérdidas. Del estudio de vulnerabilidad podemos realizar también un análisis de costo-beneficio de los costos que impliquen reforzar las estructuras más vulnerables, contra el costo de reparación o construcción de las misma, luego de ocurrido el sismo.

La efectividad de respuesta ante un evento sísmico depende del comportamiento estructural de las diferentes infraestructuras (edificaciones, puentes, carreteras, etc.), en especial de las edificaciones esenciales (colegios, hospitales, centros policiales, etc.) que deben mantener en todo momento su capacidad de prestar atención ante la ocurrencia de un sismo y que las edificaciones comunes (viviendas, oficinas, hoteles, etc) sufran daños pero no colapsen permitiendo evacuar a tiempo a las personas que las ocupan.

En este sentido se realizó una breve descripción de las bases teóricas del peligro sísmico, estudios de vulnerabilidad, metodologías de análisis sísmico de las edificaciones y el comportamiento de sus elementos estructurales ante cargas sísmicas, desempeño de las edificaciones, fragilidad y funciones de vulnerabilidad de edificaciones.

3.2. Definiciones básicas

The Institution of Civil Engineers (1999), en la publicación “Structures to Withstand Disaster”; define los siguientes conceptos:

- a) **El peligro sísmico**, es un evento potencialmente dañino durante cierto periodo de tiempo en un sitio dado. Representa un factor de riesgo externo al elemento expuesto,

un peligro latente natural asociado al fenómeno sísmico, capaz de producir efectos adversos a las personas, los bienes y/o al medio ambiente.

b) La vulnerabilidad sísmica, es el nivel de daño o pérdida de un elemento en riesgo debido al sismo. La vulnerabilidad puede expresarse como la razón entre la pérdida esperada y la pérdida máxima posible. El elemento en riesgo puede ser, por ejemplo, un edificio, un conglomerado de edificios, un área o un servicio público. En general esto solo puede ser definido en términos probabilísticos.

c) El riesgo sísmico, es la resultante de combinar el peligro con la vulnerabilidad. Se expresa en términos de los daños o las pérdidas en un tiempo futuro, y su significado depende tanto del evento (el peligro) como del elemento en riesgo (la vulnerabilidad) identificados. El riesgo también se define en términos probabilísticos en función de la vulnerabilidad. Algunas veces también es definido en términos de las pérdidas o los daños esperados correspondientes a un nivel particular de amenaza.

Curvas de fragilidad: son una medida de la vulnerabilidad sísmica de una estructura en términos de probabilidad, representan la probabilidad de que la respuesta de una estructura exceda un determinado estado límite, en función de un parámetro que define la intensidad del movimiento del suelo. Los principales métodos utilizados para su determinación son: Métodos basados en observaciones de campo, métodos experimentales, métodos basados en la opinión de expertos y métodos analíticos (Bonett, 2003).

Acelerograma: es una representación de las aceleraciones registradas en el terreno en función del tiempo (Moreno, 2006).

Escenario sísmico: es un modelo de peligro que describe de manera representativa la sismicidad de una determinada la región. Considerar todas las fuentes sismogénéticas que tienen influencia sobre la región en estudio y puedan dar origen a un sismo capaz de inducir algún tipo de daño en las edificaciones (Safina, 2002).

3.3. Peligro sísmico

3.3.1. Análisis determinístico del peligro sísmico

Es el tipo de análisis que considera escenarios sísmicos individuales y expresa el peligro en términos del valor máximo que podría alcanzar un parámetro sísmico determinado (aceleración máxima del suelo, la intensidad, la magnitud, etc.). Elegido por ejemplo la aceleración máxima del suelo, se determina el escenario que produce las condiciones más

severas en base a los valores registrados en el pasado, se asocia el valor obtenido con la distancia a nuestro proyecto y es el que se elige finalmente para el análisis del proyecto en interés tal como podemos ver en la Figura 3.1. La ventaja es que permite determinar los eventos sísmicos y los escenarios de forma clara. La desventaja principal es que no toma en cuenta la incertidumbre, y el valor elegido del parámetro sísmico puede variar ya que existe la posibilidad de presentarse movimientos sísmicos más fuertes.

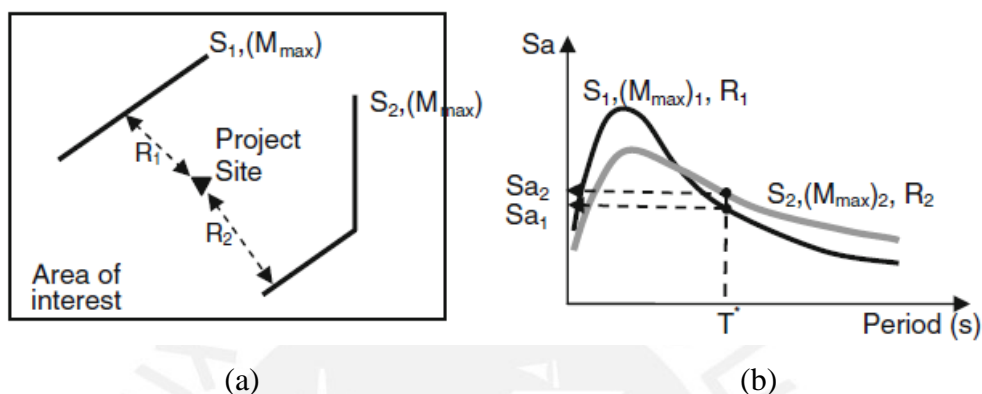


Figura 3.1. Pasos básicos del análisis determinístico del peligro sísmico: (a) distancia más corta de fuente al sitio de las fuentes identificadas y el sitio del proyecto, (b) aceleración espectral (S_a). Tomada de Sucuoglu y Akkar, 2014, p.62.

3.3.2. Análisis probabilístico del peligro sísmico

Se basa en el análisis de todos los eventos sísmicos que pueden ocurrir, incluyendo la variabilidad aleatoria de los eventos para una magnitud y distancia. El resultado final es una curva de peligro de aceleración o intensidad que muestra la probabilidad de que un determinado parámetro sea igualado o excedido durante un intervalo de tiempo. Se requiere una identificación y caracterización de las fuentes sismogénicas, caracterización de la recurrencia sísmica, aplicación de las leyes de atenuación que combinados con las incertidumbres de los parámetros se obtienen las curvas de probabilidades que son una posible expresión de la peligrosidad, y puede ser representado en términos de periodo de retorno. El procedimiento de este método se resume en la Figura 3.2. La elección del valor por ejemplo de la aceleración, solo puede realizarse conociendo la aceleración en términos de probabilidad y en función del tiempo de vida de la obra.

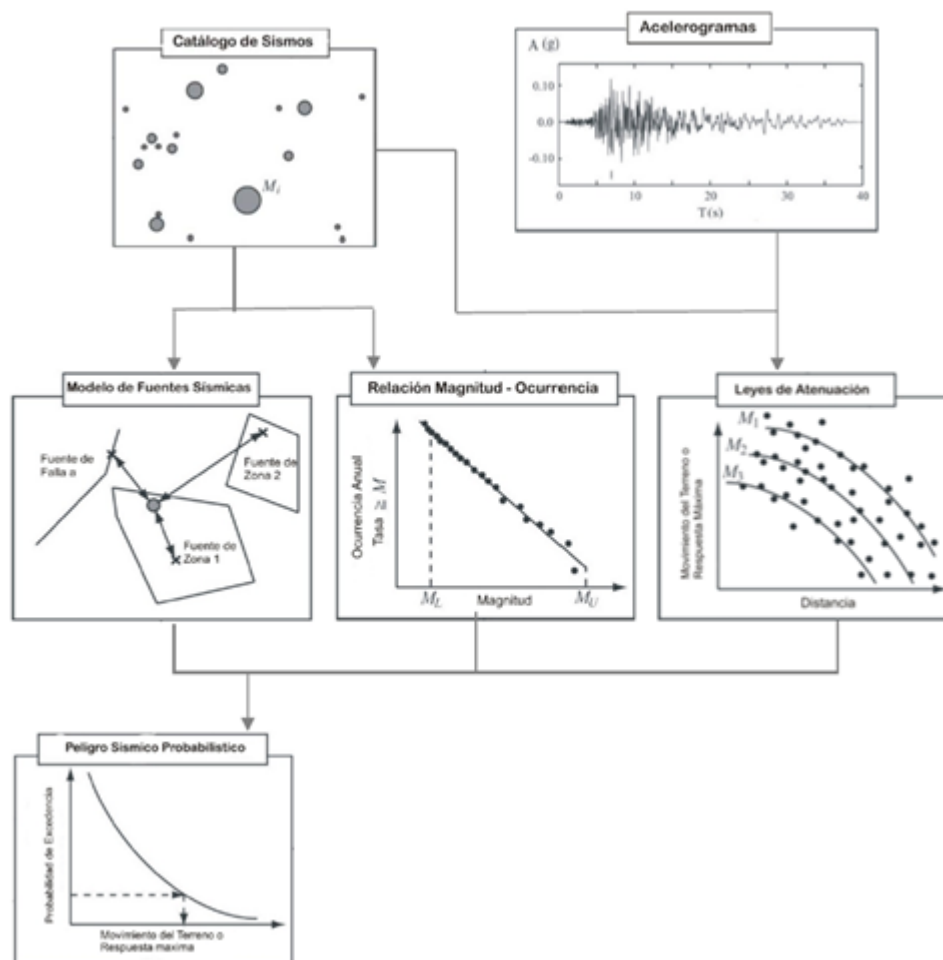


Figura 3.2. Pasos básicos del análisis probabilístico del peligro sísmico. Tomada de Hong, 2012, p.6.

3.3.3. Espectro de peligro uniforme

Se utiliza para definir varios niveles de movimientos de suelo para el diseño sísmico o la evaluación del rendimiento en las disposiciones sísmicas actuales. Las curvas de peligro derivadas para un conjunto de ordenadas espectrales de aceleración se usan en la construcción de los espectros de peligro uniforme. Las ordenadas espectrales correspondientes a una tasa de excedencia anual media predefinida se identifican a partir de las curvas de riesgo sísmico calculadas para un conjunto de períodos espectrales. Estos valores espectrales constituyen las ordenadas del espectro de peligro uniforme y presentan la misma probabilidad de excedencia para un tiempo de exposición dado como podemos ver en la Figura 3.3 (Sucuoglu y Akkar, 2014).

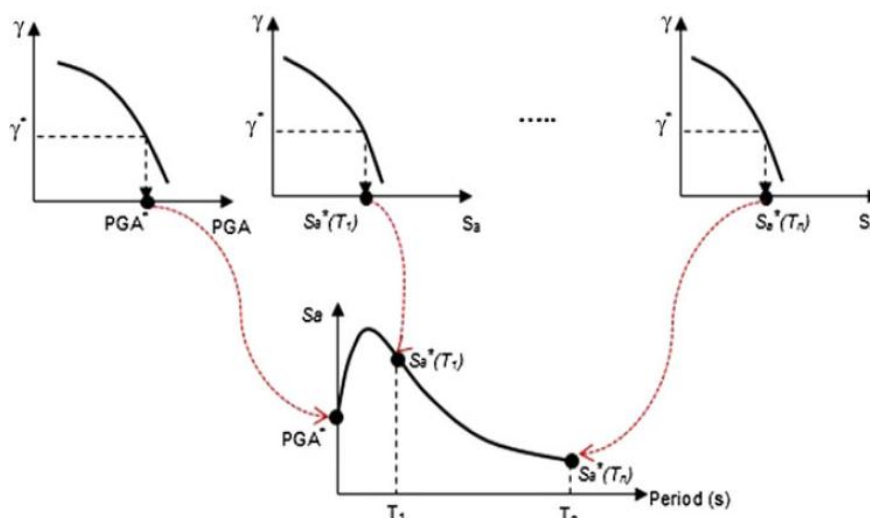


Figura 3.3. Espectro de peligro uniforme: las ordenadas espectrales indicadas en la fila inferior describen el mismo nivel de tasa de superación anual media. Tomada de Sucuoglu y Akkar, 2014, p.64.

3.3.4. La acción sísmica en el diseño estructural

La estructura de un edificio difiere según su ubicación en determinada zona sísmica por la acción de las cargas que genera el sismo. Las fuerzas de inercia que hacen que la estructura de la edificación se mueva, con movimientos complejos de analizar, dependen de su dimensión en planta, geometría, cargas, pesos, características del suelo de cimentación, materiales utilizados, etc. El diseño de una estructura sismorresistente debe iniciar desde la planificación del proyecto, contando con información que permita estimar adecuadamente la respuesta sísmica, mediante registros de acelerogramas cercanos a la ubicación del proyecto, o generar acelerogramas sintéticos compatibles con los espectros de respuesta especificados en la Norma de diseño sismorresistente.

3.3.5. Acelerogramas

El acelerograma es un registro de aceleración en función del tiempo generado por un acelerógrafo (instrumento) que registra los movimientos fuertes del suelo en tres componentes perpendiculares (dos componentes horizontales y una componente vertical) como podemos ver en la Figura 3.4. Contar con pocos registros sísmicos conlleva a adecuar los registros de otros sitios que tengan similitud de parámetros (de suelo, geológicos y sísmicos) para su uso en el análisis estructural. Existen 3 tipos de acelerogramas: reales, artificiales y sintéticos.

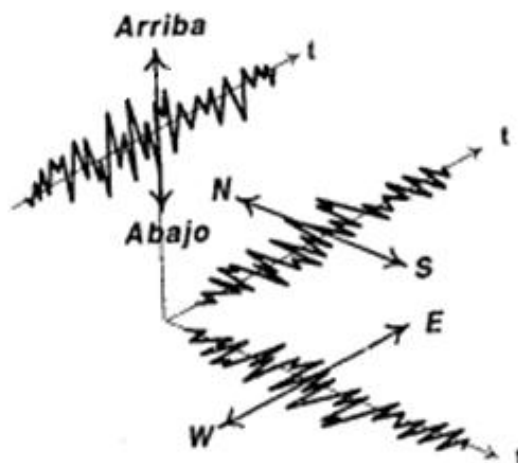


Figura 3.4. Representación de acelerograma con series de tiempo de aceleración en dos direcciones horizontal (transversal y longitudinal) y vertical. Adaptada de García, 1998, p.106.

La metodología para seleccionar y adecuar espectros sísmicos de sitio se basa en la determinación de los parámetros de mayor interés obtenidos de los acelerogramas. Son usados para realizar un análisis numérico que permita el diseño, rehabilitación o la evaluación del desempeño de una estructura (nueva o existente).

3.4. Vulnerabilidad sísmica de edificios

Para reducir el riesgo sísmico de nuestras edificaciones tenemos que reducir la vulnerabilidad de las estructuras ya que el peligro sísmico es una característica de la naturaleza que no podemos controlar. La vulnerabilidad de una estructura es el grado de daño que resulta por la ocurrencia de un movimiento sísmico del terreno de una intensidad dada. La función de vulnerabilidad de una estructura es aquella que describe gráficamente o matemáticamente su vulnerabilidad para varias intensidades (parámetro físico) del movimiento del terreno. La vulnerabilidad es una característica intrínseca de las estructuras, depende de la forma como han sido diseñados independientemente del peligro sísmico del lugar donde se han proyectado. Cada tipo de estructura tiene su propia función de vulnerabilidad y que el método para su determinación varía según el comportamiento estructural del elemento en riesgo. Todo sistema constructivo es susceptible a ser afectado por un terremoto, por lo que puede ser objeto de un estudio sobre su vulnerabilidad (Caicedo et al., 1994).

3.4.1. Métodos de análisis de vulnerabilidad

La evaluación de la vulnerabilidad puede realizarse mediante *la inspección de edificios existentes* (tipologías de edificación, importancia, intensidad sísmica de la zona,

participación de expertos en análisis y patologías de estructuras), de *pruebas en laboratorio* (ensayos de carga monotónica y sobre mesa vibradora) y del *análisis mediante modelos numéricos* del daño sísmico de estructuras (métodos analíticos probabilístico y expedito) (Bonett, 2003).

3.4.2. Métodos analíticos

Caicedo et al. (1994), las edificaciones de concreto armado que pueden llegar a presentar grandes deformaciones en el rango plástico requieren de un análisis dinámico inelástico para la evaluación de la vulnerabilidad. La evaluación de estructuras existentes por métodos analíticos se concentra primordialmente, en la modelación de edificios de concreto armado y están diferenciados por: el modelo mecánico utilizado para representar el comportamiento histerético del concreto armado y el indicador del daño utilizado para cuantificar la degradación de los elementos estructurales o de la estructura global.

Para el análisis del comportamiento histerético del concreto armado se cuenta con diferentes modelos: modelo elasto-plástico, modelo bilineal, modelo Q-Hyst, Modelo de Takeda, entre otros. El indicador de daño para cuantificar la degradación está definidos a nivel de los elementos estructurales (rotaciones de las rótulas plásticas, degradación de la capacidad de carga y disipación de energía) y a nivel de la estructura (desplazamiento de piso, cortante en la base y fuerza aplicada). Los procedimientos más usados para obtener un indicador están basados en la ductilidad a nivel de los elementos (ductilidad de material, ductilidad de rotación, ductilidad de curvatura) y a nivel global de daño (ductilidad de desplazamiento de la estructura).

3.5. Métodos de análisis sísmicos

Bangash (2011), analizo el código europeo y los códigos sísmicos de los países de Algeria, Argentina, Australia, China, India, Pakistán, Italia, Japón, México y Nueva Zelanda. Estos códigos describen los procedimientos de análisis estático y dinámico que son aplicados a la evaluación y análisis de la fuerza lateral equivalente, el análisis modal, el análisis del espectro de respuesta y el análisis elástico de historias en el tiempo. Presentan algunas variantes para el análisis estático, pero existe similitud para el análisis dinámico con la Norma Peruana. Para la incursión de la estructura en el rango inelástico se incluye un factor de reducción (depende del tipo de estructura) del espectro elástico equivalente en los códigos sísmicos. Por lo mencionado existen dos grupos de métodos de análisis: lineales y no lineales.

Los métodos lineales son:

- Análisis estático lineal (método de coeficiente sísmico)
- Análisis dinámico lineal (análisis modal)
- Análisis de la historia del tiempo.

Los métodos no lineales son:

- Análisis estático pushover
- Análisis inelástico de la historia del tiempo.

3.5.1. Análisis estático lineal (AEL)

Los códigos establecen que una estructura debe calcularse estáticamente a la acción de fuerzas laterales equivalentes aplicadas a la altura de los pisos donde se concentra el peso de la estructura con el objetivo de producir los mismos esfuerzos y deformaciones que presentaría el sismo. La fuerza lateral es distribuida en la altura del edificio en base al primer modo de vibración para calcular las fuerzas internas y desplazamientos. Este análisis es simple de aplicar y da resultados suficientemente precisos para edificios regulares de baja a media altura (con rigidez y masas distribuidas uniformemente, torsión pequeña) en zonas afectadas por terremotos. Si se aplica a otro tipo de estructuras (estructuras flexibles altas, edificaciones con irregularidades importantes) sus resultados son poco conservadores.

3.5.2. Análisis dinámico lineal (ADL)

Para este análisis se usa el método de análisis modal y está restringido solo al análisis de sistemas lineales, es ideal para determinar las propiedades dinámicas naturales de una estructura, frecuencias y formas de modo. Las ecuaciones de movimiento se escriban en forma generalizada (masa, rigidez, amortiguamiento) debido a que cada modo de vibración es invariante. Se obtiene la respuesta máxima para cada modo natural de vibración utilizando un espectro de respuesta del sistema un grado de libertad. Las respuestas obtenidas en cada modo de vibración se combinan con la técnica de superposición modal para obtener la respuesta total. Las masas efectivas de los modos de vibración a considerar deben sumar por lo menos el 90% de la masa total. Para el diseño el espectro de aceleración debe ser reducida por un factor de reducción de fuerza sísmica, ya que diseñar estructuras para un nivel alto de fuerzas no sería económico.

3.5.3. Análisis estático no lineal (AENL)

En el análisis estático no lineal, el rendimiento general del edificio se evalúa en cada desplazamiento lateral incremental o carga lateral incremental. El método es básicamente adaptado para tratar con sistemas de un grado de libertad (1GL). También puede adaptarse para la evaluación del rendimiento de los sistemas de varios grados de libertad con un primer modo de vibración predominante. Puede evaluar el rendimiento de los edificios más allá del rango elástico, pero no puede capturar los efectos dinámicos de los modos altos. Es una técnica simplificada llamada también análisis pushover que permite calcular el desempeño del edificio frente a un estado de daño aceptable. (Manohar y Madhekar, 2015).

3.5.4. Análisis dinámico no lineal (ADNL)

Para el análisis dinámico no lineal, se requiere un análisis con métodos numéricos (Diferencia central, Newmark, etc.) para la integración de las ecuaciones diferenciales, debido a que la solución analítica de la ecuación de movimiento no es posible debido a que la aceleración en el terreno varía arbitrariamente con el tiempo o si el sistema no es lineal (Chopra, 2014). El procedimiento dinámico no lineal es aplicable a todas las estructuras, los valores de respuesta se determinan usando un análisis de historias en el tiempo. En cada etapa incremental, la rigidez de los miembros de la estructura se modifica para incluir el efecto de la degradación de rigidez. El método se usa solo para estructuras muy importantes o complejas con falta de uniformidad e irregularidades (Manohar y Madhekar, 2015).

3.6. Espectro de respuesta, curvas y espectro capacidad

3.6.1. Espectros de respuesta

El espectro de respuesta resume la respuesta máxima de todos los posibles sistemas lineales de 1GL a un componente particular del movimiento del terreno. Proporciona un enfoque práctico para la aplicación del conocimiento de la dinámica estructural al diseño de estructuras y al desarrollo de los requisitos de fuerza lateral en los códigos de construcción (Chopra, 2014). El espectro de respuesta de deformación se realiza en base a los máximos valores obtenidos de la deformación en el tiempo mediante métodos numéricos, para sistemas con diferentes periodos naturales de vibración, una misma fracción de amortiguamiento y un registro sísmico en particular (acelerograma).

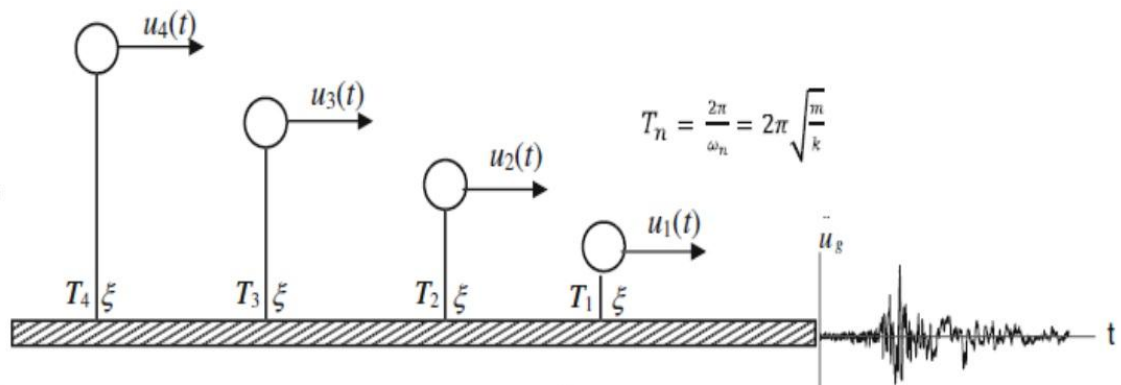


Figura 3.5. Diferentes sistemas de un grado de libertad, sometidos a un registro sísmico.
Tomada de Sucuoglu y Akkar, 2018, p. 94.

El espectro de pseudo-velocidad ($S_v = \omega_n \cdot S_d$) y espectro de pseudo-aceleración ($S_a = \omega_n^2 \cdot S_d$) se obtiene de multiplicar la frecuencia natural de vibración (ω_n) con su deformación máxima (S_d) obtenida del análisis de historias de respuesta en el tiempo.

3.6.2. Curvas y espectros de capacidad

Una curva de capacidad representa el comportamiento inelástico de un sistema de 1GL expresado como la fuerza cortante (V) en la base frente al desplazamiento del techo (D), permite determinar la capacidad de carga de un sistema inelástico. Se empuja la estructura (modelo matemático) aplicando la fuerza lateral de forma monótona incrementándose en forma gradual, hasta exceder un desplazamiento objetivo o el modelo del edificio alcance la condición de colapso.

El espectro de capacidad se obtiene de la curva de capacidad al cambiar el cortante en la base en aceleración espectral ($S_a = V/\alpha$) y el desplazamiento del techo a desplazamiento espectral ($S_d = D/\Gamma$), donde: α es la masa modal efectiva del primer modo y Γ el factor de participación modal. El espectro de respuesta se convierte a un formato AD (aceleración-desplazamiento), mediante la relación de la frecuencia natural de vibración o del periodo natural, como sigue: $S_d = (1/\omega_n^2) \cdot S_a$, donde: $\omega_n = 2\pi/T_n$.

De la superposición del espectro de capacidad y el espectro de respuesta en formato AD en la intersección de ambas curvas se obtiene el punto de desempeño.

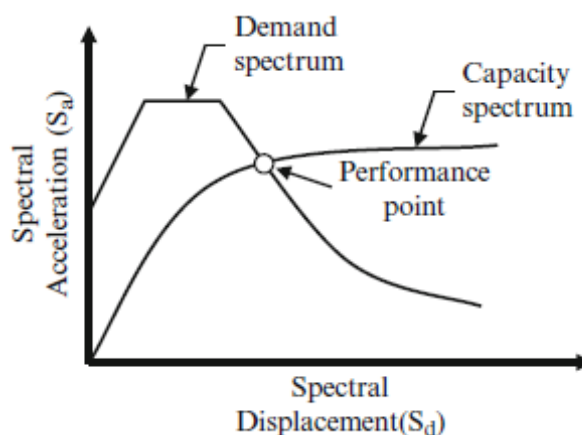


Figura 3.6. Punto de desempeño. Tomada de Manohar y Madhekar, 2015, p. 431.

3.7. Ductilidad de elementos estructurales y ductilidad global

La ductilidad es la capacidad de disipar energía al tiempo que se presentan grandes deformaciones inelásticas, sin pérdida significativa de resistencia o rigidez. Es un atributo muy importante en la ingeniería sísmica. Es una medida de la capacidad de reserva en una estructura para sostener una sobrecarga repentina a corto plazo. Esto permite que los edificios se diseñen de manera tal que, en casos raros, cuando hay una sobrecarga durante un evento sísmico importante, la estructura puede disipar la energía sísmica de entrada de manera que el edificio, aunque dañado, permanezca en pie. Por lo tanto, la ductilidad es una defensa efectiva contra el movimiento aleatorio del suelo (Manohar y Madhekar, 2015).

La ductilidad disponible se obtiene como comportamiento local de los elementos estructurales, mientras que la ductilidad requerida se determina en el nivel del comportamiento de la estructura completa. El objetivo de diseño de la ductilidad es verificar si la ductilidad disponible es mayor a la ductilidad requerida. Cuando se utiliza el análisis global plástico, los miembros deberán ser capaces de formar rotulas plásticas con suficiente capacidad de rotación para permitir la redistribución de los momentos flectores (Gioncu, 2000).

3.7.1. Clasificación o tipos de ductilidad

La ductilidad por lo general se cuantifica como la relación de deformación antes de la falla a la deformación en el punto de fluencia. La ductilidad se clasifica según la naturaleza de la deformación (curvatura, rotación o desplazamiento).

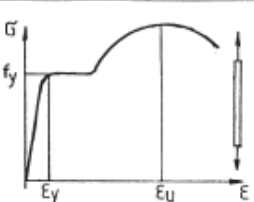
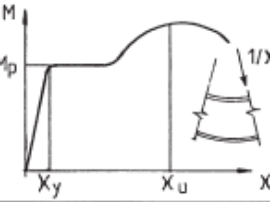
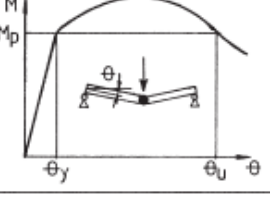
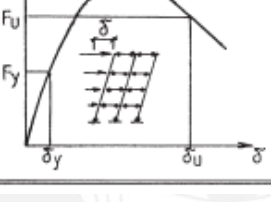
Ductility types	Schematic representation	Definition
Material (axial) ductility		$\mu_\epsilon = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_y}$
Cross-section (curvature) ductility		$\mu_\chi = \frac{\chi_u}{\chi_y}$
Member (rotation) ductility		$\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y}$
Structure (displacement) ductility		$\mu_\delta = \frac{\delta_u}{\delta_y}$

Figura 3.7. Tipos de ductilidad. Tomada de Gioncu, 2000, p. 127.

En la Figura 3.7 tomada de Gioncu (2000) resume los tipos de ductilidad a nivel de los elementos estructurales y a nivel de la estructura general. La ductilidad del material, o ductilidad axial, que caracteriza las deformaciones plásticas del material. Ductilidad de sección transversal, o ductilidad de curvatura, que se refiere a las deformaciones plásticas de la sección transversal, considerando la interacción entre las partes que componen la sección transversal en sí misma. Ductilidad de los miembros, o ductilidad de la rotación, cuando se consideran las propiedades de los miembros. Ductilidad de la estructura, o ductilidad de desplazamiento, que considera el comportamiento de toda la estructura.

3.8. Diagramas momento-curvatura

La construcción de los diagramas momento-curvatura para una sección de concreto armado requiere de gran cantidad de iteraciones en las que se debe cumplir las ecuaciones de equilibrio, la compatibilidad hipótesis de Navier y las relaciones constitutivas de los materiales; así como la hipótesis de adherencia entre concreto y acero. Para construir los diagramas de momento curvatura es necesario definir la geometría de la sección y la disposición del acero colocado, definir el diagrama esfuerzo deformación (σ - ϵ) del

concreto comprimido y del acero, variar la deformación del concreto (ϵ_c) incrementos pequeños hasta el valor máximo (ϵ_{cu}), fijado el valor de (ϵ_c) es necesario variar la profundidad del eje neutro ($c_i = kd$) hasta alcanzar el equilibrio de la sección, siendo entonces posible calcular la curvatura (ϕ) (Ottazzi, 2004).

Es posible determinar diagramas momentos curvaturas aproximados como el mostrado en la Figura 3.8, los puntos notables (M_{CR} , ϕ_{CR}), (M_y , ϕ_y) y (M_u , ϕ_u) del diagrama trilineal corresponden al momento-curvatura de agrietamiento, inicio de la fluencia, y falla de la sección respectivamente.

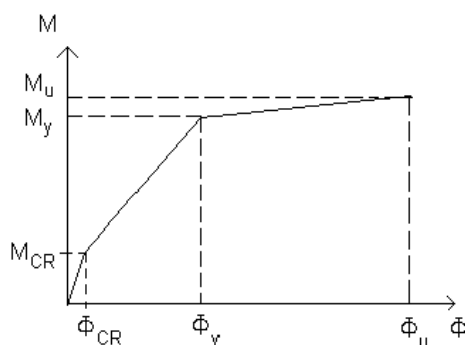


Figura 3.8. Diagrama de momento curvatura trilineal. Tomado de Ottazzi, 2004, p. 110.

3.8.1. Modelos para el concreto en compresión

Existen diferentes modelos para describir analíticamente la curva esfuerzo-deformación del concreto en compresión no confinado y confinado por estribos. Para calcular con mayor precisión la resistencia y ductilidad de un elemento se debe utilizar algún modelo de comportamiento. En la Figura 3.9a tenemos el modelo de Hognestad que es la idealización más común para el comportamiento del concreto no confinado, y en la Figura 3.9b se muestra el modelo de Park-Paulay para concreto confinado por estribos rectangulares.

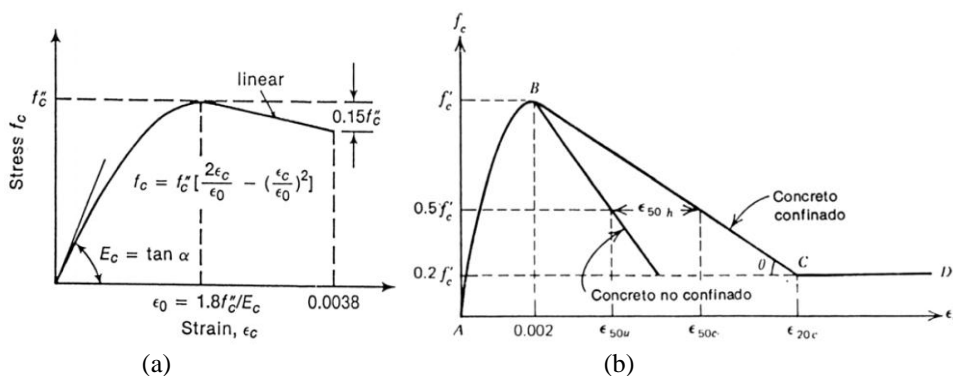


Figura 3.9. (a) Modelo de Hognestad (1951) para concreto no confinado. (b) Modelo de Kent y Park para concreto confinado por estribos rectangulares. Tomado de Ottazzi, 2004, p. 31.

3.8.2. Modelo para el acero de refuerzo

El acero les otorga ductilidad a las estructuras de concreto armado, debido a su gran capacidad para resistir ciclos de carga sin disminución significativa de su resistencia como podemos ver en la Figura 3.10. La pendiente del tramo OA es el módulo de elasticidad (E_s), el punto A corresponde a la fluencia que alcanza el acero (f_y) y se mantiene en la plataforma A-B, aumentando la resistencia a partir del punto B por el endurecimiento del material hasta llegar a su máximo esfuerzo en el punto C. El diagrama constitutivo del acero de refuerzo se puede suponer con comportamiento elastoplástico.

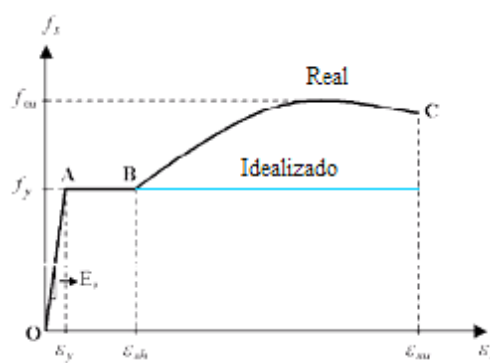


Figura 3.10. Representación gráfica de la relación esfuerzo-deformación del acero de refuerzo y comportamiento idealizado elastoplástico. Adaptado de Bonett, (2003), p. 139.

3.9. Factor de reducción de respuesta

El factor de reducción de respuesta permite utilizar métodos de diseño elásticos, para estructuras que atenderán demandas inelásticas. La reducción de la fuerza para propósitos de diseño se logra mediante un factor de reducción de respuesta (R). Es la relación de la fuerza de corte sísmica en la base para un sistema elástico y la fuerza de corte en la base para la cual se diseñará la estructura. La Figura 3.11 tomada de Manohar y Madhekar (2015), nos muestra que la reducción estimada de la respuesta es provocada por:

- La capacidad inherente de absorción de energía debido a la ductilidad que se incorpora a través de los detalles dúctiles de los elementos (R_{μ})
- La capacidad de sobre resistencia existente en el sistema (R_{Ω})
- La redundancia existente en el sistema (R_R)
- El efecto de la amortiguación adicional (R_{ξ})

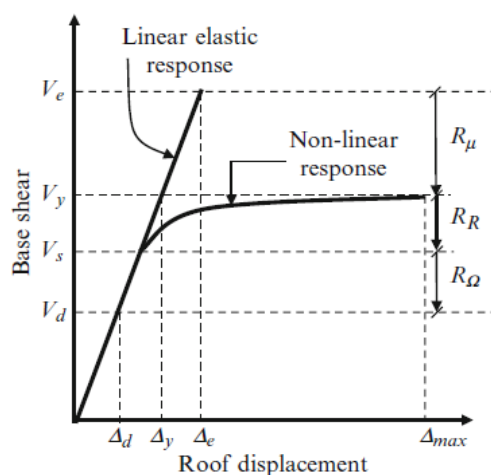


Figura 3.11. Factor de reducción de respuesta. Tomado de Manohar y Madhekar, 2015, p.103.

El factor de reducción puede expresarse como $R = R_{\mu} \times R_R \times R_{\Omega} \times R_{\xi}$

Dónde:

R_{μ} : factor de reducción debido a la ductilidad (V_e / V_y)

R_R : reducción por redundancia (V_y / V_s)

R_{Ω} : factor de resistencia excesiva (V_s / V_d)

R_{ξ} : factor por amortiguamiento adicional, se considera 1 si no se incorpora en la estructura

V_e : fuerza de corte basal elástica (máxima)

V_y : fuerza de corte basal correspondiente a la capacidad máxima de carga

V_s : fuerza de corte basal correspondiente a la primera formación de rótula en la estructura

V_d : fuerza de corte basal de diseño

Mahmoudi (2009), realizó investigaciones para evaluar el valor del factor de amplificación de desplazamientos especificados en los códigos de diseño sísmico para estimar el desplazamiento estructural lateral máximo de los terremotos fuertes, sin utilizar el análisis no lineal. Aguiar (2008), hace un estudio del factor de reducción de resistencia a la cedencia (R_y) en diferentes países latinoamericanos (Venezuela, Colombia, Ecuador, Perú y Chile), encontrando que una de las debilidades de la mayor parte de normativas sísmicas es que no indica cómo se debe evaluar el factor de reducción de las fuerzas sísmicas R .

3.10. Ingeniería sísmica basada en desempeño

La ingeniería basada en desempeño, fue creada por la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC) el año 1995, y es conocido como VISION 2000. Permite determinar el rendimiento probable de una estructura de edificio existente durante un terremoto, y es aplicable también a nuevos edificios. Se requiere de un análisis sísmico

no lineal, siendo el más simple el método estático no lineal. La estructura en su conjunto debe verificarse su cumplimiento en diversos niveles de desempeño. El desempeño y los niveles de riesgo son extremadamente difíciles de cuantificar debido a las incertidumbres que se presentan en el análisis del peligro sísmico, en el modelo estructural idealizado y en la estimación del costo de reparación de daños. El nivel de rendimiento normalmente se estipula en términos de estados límite.

3.10.1. Evaluación del desempeño sísmico

Son tres los objetivos principales en la evaluación del comportamiento estructural, y se logra con el diseño del edificio. Los tres estados límites para la evaluación de desempeño son: seguridad (protección de vidas humanas), reparabilidad (conservación de la propiedad) y serviciabilidad (mantenimiento de su función). El objeto del estado límite de seguridad es evitar el peligro, dando seguridad a la gente dentro y fuera del edificio (Moreno et al., 2008).

3.10.2. Estados límite de una estructura

El comité de VISION 2000 (SEAOC, 1995), define cuatro niveles de desempeño: nivel de operación completa, nivel de operación inmediata, nivel de seguridad de vida y nivel prevención de colapso. Considerando estos niveles de desempeño sísmico, se definen estados de daños, los cuales están asociados a un desplazamiento objetivo. Por su parte el ATC 58-2(2003) describe tres estados límite de daño para elementos estructurales: ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso

3.10.3. Niveles de peligro

El peligro sísmico se expresa comúnmente como la máxima magnitud probable de un terremoto capaz de ocurrir en el sitio, calificado con una probabilidad de ser excedido en un período de tiempo determinado. Se representa en los códigos a través del factor de zona y el espectro de respuesta los que son usados para diseño simplificado.

El comité VISION 2000 presento cuatro movimientos sísmicos (frecuente, ocasional, raro y muy raro) en intervalos de recurrencia y probabilidad de excedencia, cuyos niveles de diseño se muestran en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1. Niveles de sismo de diseño según VISION 2000

Evento	Nivel de desempeño	Niveles de peligro	
	Estado limite	Periodo medio de retorno en años	Probabilidad de excedencia
Frecuente	Operación completa	43	50% en 30 años
Ocasional	Ocupación inmediata	72	50% en 50 años
Raro	Seguridad de vida	475	10% en 50 años
Muyraro	Prevención de colapso	970	10% en 100 años

Nota: Adaptada de VISION 2000(SEAOC, 1995)

La Figura 3.12 relaciona los niveles de sismo de diseño con los niveles de desempeño según el comité VISION 2000.

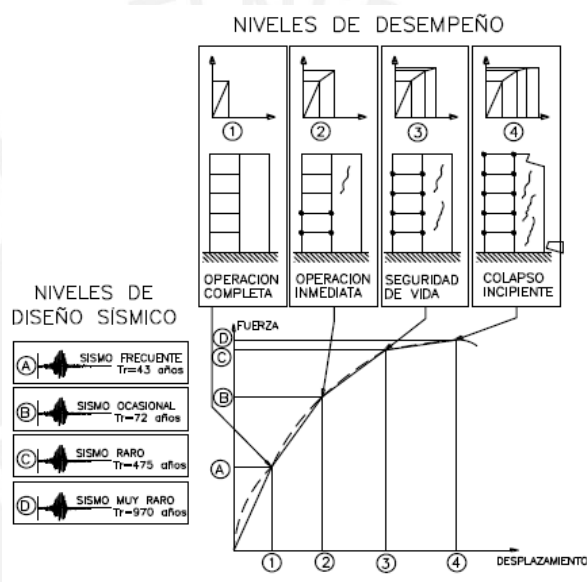


Figura 3.12. Objetivos de diseño sísmico para una estructura de uso estándar. Tomada de Aguilera, 2011, p.11

El ATC-40 utiliza tres niveles de movimiento sísmico para el diseño de estructuras: sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo, cuyas principales características se describen en la siguiente Tabla 3.2.

Tabla 3.2 Niveles de sismo de diseño según ATC-40

Evento	Nivel de desempeño	Niveles de peligro	
	Estado limite	Periodo medio de retorno en años	Probabilidad de excedencia
Servicio (SE)	Operación completa	72	50% en 50 años
Diseño (DE)	Seguridad de vida	475	10% en 50 años
Maximo (ME)	Prevención de colapso	975	5% en 50 años

Nota: Adaptada de ATC-40, 1996

3.11. Curvas de fragilidad

Para el caso específico del fenómeno sísmico la vulnerabilidad de una estructura o grupo de estructuras es definida como el grado de daño que resulta por la ocurrencia de un movimiento sísmico del terreno de una intensidad dada (Caicedo et al., 1994). Una forma para representar el funcionamiento de una estructura son mediante las curvas de fragilidad, estas curvas permiten la conexión de los niveles de desempeño con los estados límites de la estructura y su probabilidad de ocurrencia. Permiten evaluar la importancia sobre la seguridad, funcionamiento y ductilidad, considerando que existen incertidumbres en la determinación del peligro, en las cargas, rigidez de la estructura entre otros (Bonett, 2003).

Existen varias formas para obtener las curvas de fragilidad siendo mediante la observación en campo luego de haberse registrado un sismo, en forma experimental en laboratorio, en forma analítica mediante simulación y métodos basados en la opinión de expertos (Aguilar, 2006).

Para la generación de estas curvas, es necesario calcular la respuesta del sistema estructural ante diferentes niveles de demanda sísmica, donde generalmente para los sismos de alta intensidad, el comportamiento de los edificios es altamente no lineal, por esa razón se realiza un análisis que permita modelar este comportamiento. Finalmente, a partir del procesamiento estadístico del nivel de daño encontrado, es posible generar las curvas de fragilidad. Los elementos necesarios para poder generar las curvas de fragilidad son: parámetro indicador de la intensidad (IS), modelo estructural, parámetro indicador de daño (PE) y el análisis dinámico no lineal (Vega, 2014). La Figura 3.13 muestra el procedimiento para la obtención de la curva de fragilidad.

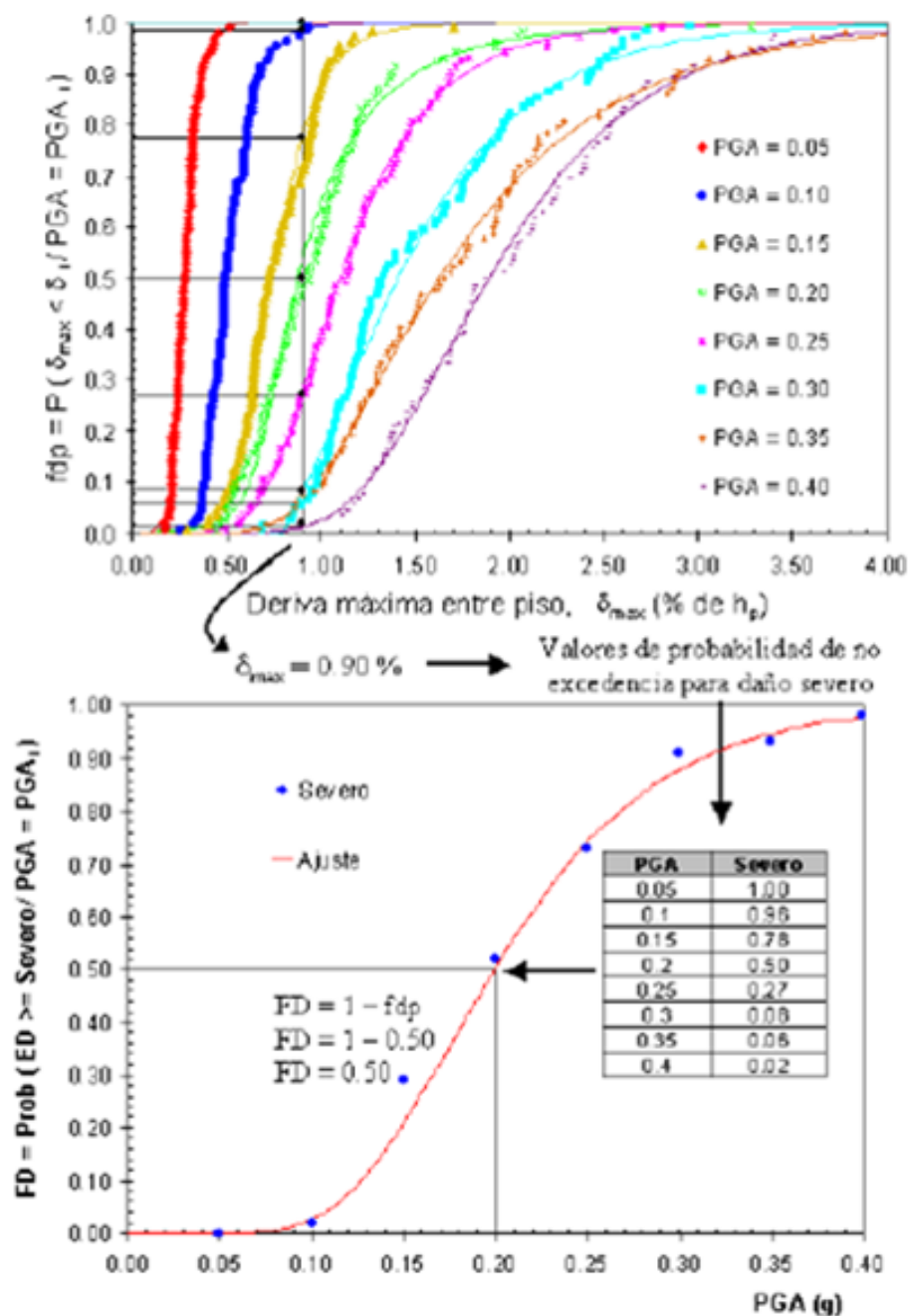


Figura 3.13. Procedimiento para la obtención de las curvas de fragilidad a partir de la función de distribución (fdp), deriva máxima de entrepiso para una determinada intensidad sísmica y valores de probabilidad de no excedencia para daño severo. Tomada de Bonett, 2003, p.123.

3.11.1. Función de distribución de probabilidad (fdp)

Debido a que las gráficas de curvas de fragilidad relacionan el parámetro estructural con las probabilidades de excedencia y el problema se trabaja en forma probabilística, se ha definido que las curvas siguen una función de distribución de probabilística del tipo lognormal, que permite definir cada curva de fragilidad mediante dos parámetros: el valor

medio y la desviación estándar (Moreno y Bairán, 2010). Se definen mediante a la siguiente ecuación:

$$P\left(ED \geq \frac{ED_i}{IS}\right) = \phi\left[\frac{1}{\sigma_{PE}} \ln\left(\frac{PE}{\overline{PE}}\right)\right] \quad \dots \dots \dots (Ec. 3.1)$$

$$P = \phi(z) \quad \dots \dots \dots (Ec. 3.2)$$

$$z = \frac{1}{\sigma_{Dt}} \ln\left(\frac{u_t}{\bar{u}_t}\right) \quad \dots \dots \dots (Ec. 3.3)$$

$$P = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^z \exp\left(-\frac{x^2}{2}\right) dx \quad \dots \dots \dots (Ec. 3.4)$$

Donde:

\overline{PE} es el valor medio de la ductilidad que ha sido escogido como parámetro estructural para el cual la probabilidad de excedencia es del 50%, σ_{PE} es la desviación estándar del logaritmo natural del parámetro estructural seleccionado, IS es la intensidad sísmica, ED_i estado de daño en el punto discreto i, ϕ es la distribución normal estándar acumulada, PE es la ductilidad espectral; ED indica el estado límite de daño y viene definido como: 1, 2, 3 y 4 para los estado de daño leve, moderado, severo y completo (antes del colapso) respectivamente (Aguiar, 2006).

3.11.2. Estados de daño

Vega (2014), genera curvas de fragilidad según la relación D/H, la cual determina los distintos estados de daño, determinando para cada nivel de PGA la cantidad de respuesta de desplazamiento que cumplen las condiciones límites según los estados de daño mostrados en la Tabla 3.3, lo que permite en definitiva graficar una probabilidad en función del PGA.

Tabla 3.3 Desplazamiento objetivo de estados de daño

Nivel de desempeño	Estado de daño	Desplazamiento objetivo D/ H
Totalmente operacional	No daño	0.002
Operacional	Ligero	0.005
Seguridad a la vida	Moderado	0.015
Pre-colapso	Severo	0.025
Colapso	Colapso	> 0.025

Nota: Tomada de S. Vega, 2014.p.110.

Vargas, Pujades, Barbat y Hurtado (2013) refieren que existen varios trabajos que proponen el cálculo del daño de la estructura y que el Proyecto RISK-UE propone definir los umbrales del estado de daño a partir del espectro de capacidad bilineal, partiendo de los valores (D_y, A_y) y (D_u, A_u) define los desplazamientos correspondientes a los umbrales de los 4 estados de daño Sd_i según la Tabla 3.4

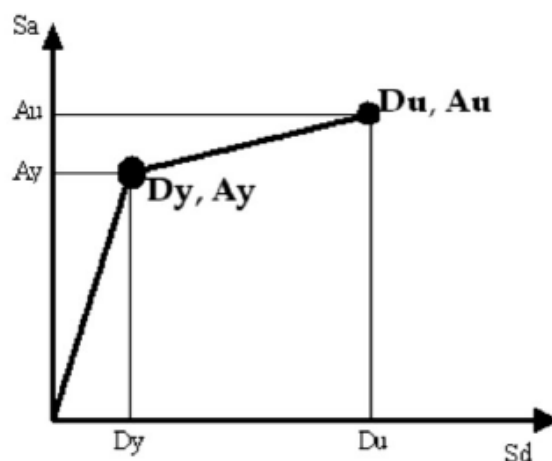


Figura 3.14. Representación bilineal de la curva del espectro de capacidad. Tomada de Moreno y Bairán, 2010, p.65

Tabla 3.4 Definición de umbrales de daño

Umbral del estado de daño	Definición
Leve	$Sd_1 = 0.7.D_y$
Moderado	$Sd_2 = D_y$
Severo	$Sd_3 = D_y + 0.25(D_u - D_y)$
Completo	$Sd_4 = D_u$

Nota: Tomada de R. Moreno y J. Bairán, 2010 p.65.

En base a lo anterior y considerando que el daño esperado en un edificio depende de su capacidad y de su fragilidad que se hallan estrechamente relacionados entre sí. Se ha considerado un método simplificado basado en la ductilidad de la estructura que permite estimar los umbrales de ductilidad obtenidos del espectro de capacidad dividiendo S_a y S_d de la Figura 3.14 entre A_y y D_y respectivamente.

Tabla 3.5 Definición de umbrales de daño basado en la ductilidad

Umbral del estado de daño	Definición
Estado limite 1	$\mu_1 = 1$
Estado limite 2	$\mu_2 = 1+0.3(\mu-1)$
Estado limite 3	$\mu_3 = 1+0.6(\mu-1)$
Estado limite 4	$\mu_4 = \mu$

Nota: Adaptada de J. Inaudi, 2015.

3.12. Cuantificación de la vulnerabilidad sísmica

Se destacan como técnicas relativas para la cuantificación de la vulnerabilidad sísmica las basadas en la definición de clase de vulnerabilidad e índice de vulnerabilidad. Entre las técnicas absolutas para la cuantificación de la vulnerabilidad sísmica se destacan las basadas en la definición de matrices de probabilidad de daño, funciones de vulnerabilidad y curvas de fragilidad. Los términos relativos y absolutos se refieren a que las técnicas relativas no permiten de manera directa estimar los daños esperados para un nivel de acción determinada, mientras que las técnicas absolutas conducen a relaciones explícitas que permiten estimar de manera directa los daños físicos para los diferentes niveles de la acción sísmica (Safina, 2002).

3.12.1. Funciones de vulnerabilidad

Las funciones de vulnerabilidad son relaciones gráficas o matemáticas que expresan en forma continua la relación media entre el daño y la intensidad del movimiento sísmico, por tipo de edificación. Estas relaciones pueden ser derivadas a partir del ajuste numérico de un conjunto de observaciones de daño para diferentes tipologías estructurales o generadas a través de un proceso de simulación numérica (Caicedo et al., 1994).

Las funciones de vulnerabilidad son una herramienta que permiten estimar el valor esperado del porcentaje de daño de una tipología estructural con geometría y parámetros mecánicos determinados en una zona determinada como función de la intensidad de la aceleración máxima de suelo de fundación (PGA) para un evento sísmico. Se complementa con la desviación estándar del porcentaje de daño como función de PGA (Inaudi, 2015).

Las funciones de vulnerabilidad se utilizan como parte del análisis de riesgo sísmico que comprende las siguientes etapas:

- Análisis de la amenaza sísmica (peligro)
- Análisis de la exposición del inventario de estructuras, edificios y actividades sujetas a riesgo (exposición)
- Análisis de vulnerabilidad: estimación de daño y costo de una estructura o tipología específica en una zona determinada
- Evaluación del riesgo de una estructura, un área o una región sometida a cierta amenaza sísmica.

Las curvas de vulnerabilidad se generan a partir de las probabilidades de ocurrencia de cada estado de daño presentadas en las curvas de fragilidad sísmica y de los factores de pérdidas asociados a los estados de daño como se muestra en la Figura 3.15.

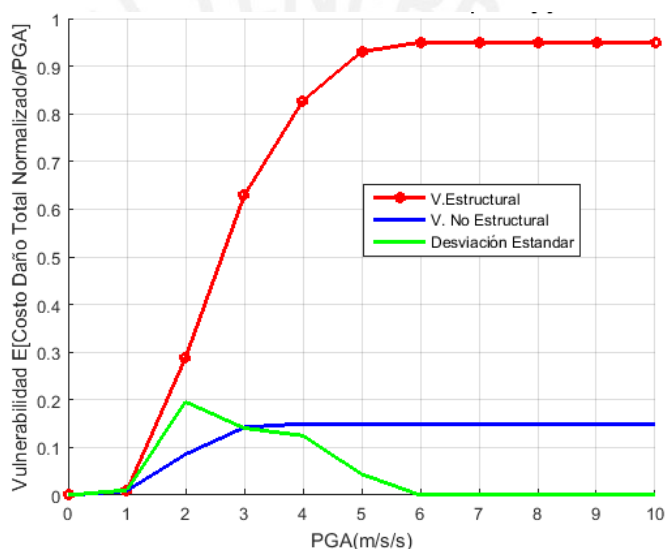


Figura 3.15. Curva de vulnerabilidad estructural y no estructural, y desviación estándar para edificación común. Obtenido con PSVT (2015).

3.13. Incertidumbres

El modelo dinámico de estructuras es una aproximación del comportamiento del sistema físico, y su calidad depende de la proximidad entre la respuesta calculada y la respuesta medida del sistema. La diferencia entre ambas respuestas es referida como incertidumbres. En el enfoque estocástico, la incertidumbre es modelada por variables aleatorias o procesos aleatorios, lo cual requiere de información estadística para estimar las funciones de distribución probabilística que describe la variabilidad de los parámetros y consideraciones de riesgo (Moreno y Thompson, 2010).

3.13.1. Fuentes de incertidumbres

A. Incertidumbre en el análisis de peligro y vulnerabilidad

En el análisis de peligros, los registros reales se seleccionan y se escalan al valor objetivo de intensidad. Estos registros incluyen las incertidumbres reales en algunos parámetros, como la duración y los contenidos de frecuencia que son variables aleatorias (Silva, 2010). La incertidumbre en la determinación de la fuerza externa para el análisis de la estructura no está relacionada directamente con el modelo, pero de igual forma debe incorporarse en el análisis de las estructuras.

En la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras muchas de las variables involucradas son altamente aleatorias. Existe variabilidad en las características estructurales y de la acción sísmica, especialmente cuando el comportamiento de este último es no lineal. En lo referente a la estructura, son aleatorias las variables relacionadas con las características de los materiales, la geometría y la dimensión de las secciones, entre otras (Vargas et al, 2013).

B. Incertidumbres en los modelos estructurales

Las variaciones entre las respuestas calculadas con los modelos y las respuestas físicas, se encuentran relacionadas con las incertidumbres en los coeficientes de masa, amortiguamiento y rigidez del modelo estructural.

Moreno y Thompson (2010) señalan que las variaciones en la masa son generadas por las condiciones de ocupación y uso de la estructura que no son constantes a lo largo de su vida útil. El amortiguamiento de una estructura es difícil de determinar debido a los numerosos mecanismos que contribuyen a la disipación de energía (fricción) es por ello que se simplifica considerando un amortiguamiento viscoso lineal. La variación de la rigidez, puede ser atribuida a las propiedades de los materiales asumidos en la creación del modelo estructural, que puede cambiar en cada miembro de la estructura. La interacción suelo-estructura, usualmente no modelada, también afecta notablemente la rigidez de las estructuras.

4. CARACTERIZACIÓN DE LA SISMICIDAD

4.1. Introducción

La ocurrencia de un movimiento sísmico intenso despierta siempre la atención de un gran número de investigadores, sismólogos y autoridades, pues en base a los estudios se puede aprender a reducir cada vez más los daños y pérdidas de vidas humanas que producen los sismos.

Un sismo severo expone las deficiencias de los códigos y reglamentos de construcción (que tienen siempre un cierto atraso en relación a los avances logrados en el campo de la ingeniería sísmica), las deficiencias en cálculo, los defectos constructivos o el comportamiento indeseable de ciertos materiales de construcción, mala conservación o la acumulación de daños ocultos a través de varios sismos.

Teniendo en cuenta el alto nivel de riesgo sísmico al que está expuesto el Perú y reconociendo que el entorno sísmico y los métodos de análisis cambian continuamente, es necesario proveer datos adecuados destinados a estimar la peligrosidad sísmica.

La recopilación de suficiente información en los registros de sismicidad histórica puede permitir la determinación de intensidades máximas en la zona, estimar el epicentro y la magnitud del sismo. Además, dado que los registros históricos poseen información de la fecha en que ocurrió un sismo, son empleados para evaluar la tasa de recurrencia sísmica y la sismicidad de una determinada área, ver Figura 4.1.

4.2. Sismicidad en el ámbito de estudio

En el Perú convergen dos placas: la placa de Nazca y la placa Sudamericana, formando un borde de subducción. La mayor parte de sismicidad en el mundo se concentra a lo largo de los bordes de estas placas. La subducción ha dado origen a las cadenas montañosas de los Andes y la fosa Perú-Chile, ver Figura 4.2 y 4.3.

Las fuentes sismogénicas tienen características sísmicas similares y pueden ser modeladas como puntos, líneas o volúmenes. En el Perú se tienen cuatro tipos de fuentes sismogénicas y están son: fuente intraplaca oceánica, fuente interplaca, fuente intraplaca de profundidad media y profunda y fuentes de sismos corticales.

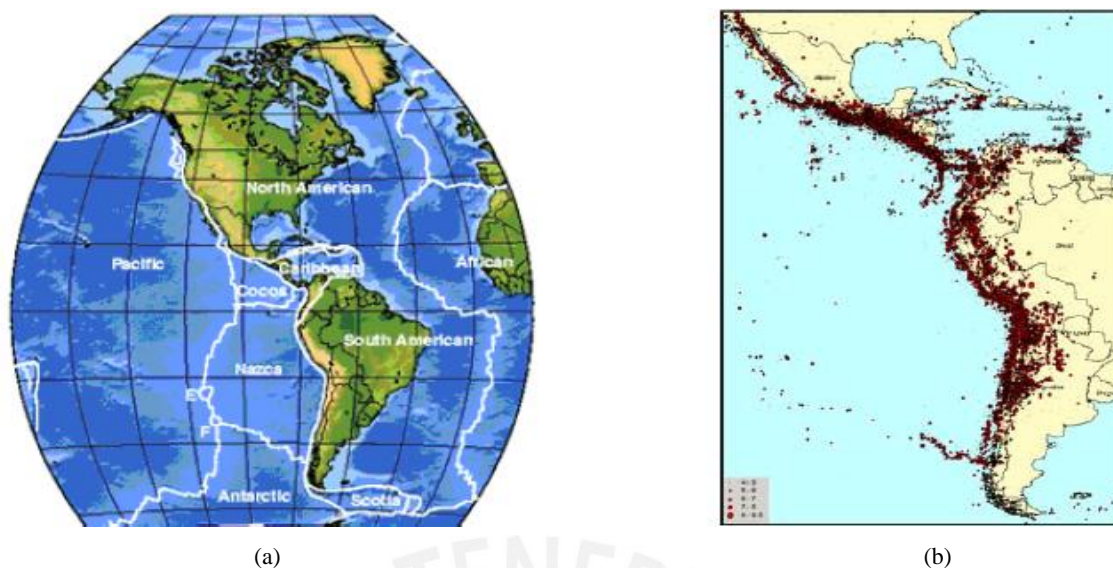


Figura 4.1. (a) Placas tectónicas principales del hemisferio oeste. (b) Sismicidad histórica para Países de América Latina. Tomada de Chávez et al., 2012, p.2

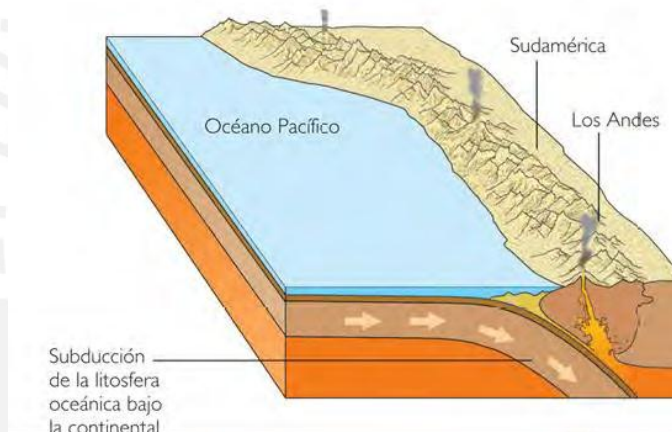


Figura 4.2. Subducción de la placa de Nazca bajo la Sudamericana. Tomada de “Tectónica Global”. Recuperado de [http:// www.marymaruxy.blogspot.pe](http://www.marymaruxy.blogspot.pe)



Figura 4.3. Esquema de los cuatro tipos de fuentes sismogénicas. Recuperado de <http://www.mariaalvarez.pro/2017/09/13/sismicidad-en-zonas-de-subduccion-chile/>

Para la estimación del peligro sísmico a escala regional se realiza un análisis del peligro basándose en metodologías diversas y determinando finalmente las máximas aceleraciones para cada región geográfica. En el Perú, este tipo de evaluaciones han definido el parámetro de sitio establecido en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), la norma peruana E. 030 llamada “zonificación” y que especifica actualmente cuatro regiones sísmicas. El peligro sísmico a escala local permite estimar los efectos de sitio, es decir, las características dinámicas del suelo de fundación mediante la realización de ensayos geofísicos.

4.3. Historia sísmica en el Perú

La información sobre la sismicidad histórica del Perú lo encontramos en "Historia sísmica de los sismos más notables del Perú" realizado por Silgado (1978), el cual se remonta al siglo XV y la calidad de los datos esta principalmente ligada a la distribución y densidad de la población en las regiones afectadas por eventos sísmicos.

Desde el siglo XVI hasta el siglo XIX principalmente se reportan los sismos sentidos en las ciudades principales pueden haber ocurrido sismos importantes no registradas en otras regiones, por lo que la información de estas épocas es incompleta (Silgado, 1978). Desde el año 1963 en que se instaló una red de sismógrafos los datos instrumentales son más precisos. El terremoto de 1687 destruyó gran parte de la ciudad de Lima y volvió a ser íntegramente destruida por el gran sismo de 1746, acompañado de un tsunami que arrasó el puerto del Callao. Arequipa fue destruida por fuertes movimientos sísmicos en 1582, 1600 y 1784; la ciudad del Cuzco en 1650 y Trujillo en 1619.

La Tabla 4.1 detalla los sismos con mayor magnitud e intensidad producidos en el Perú desde el año 1600 hasta la actualidad adaptada con la información de Silgado (1978), donde M indica la magnitud asignada por Silgado y MM hace referencia a la escala de intensidades Mercalli Modificada.

Tabla 4.1 Sismos de mayor magnitud e intensidad ocurridos en el Perú

Fecha	Localidad	Magnitud (M)	Intensidad Máxima (MM)
01/08/1913	Costa de Moquegua	8.4	IX
02/08/1913	Costa de Trujillo	7.8	VIII
03/08/1913	Cusco	7.2	VIII
04/08/1913	Costa de Lima	8.4	X-XI
05/08/1913	Costa de Tacna	8.6	XI

06/08/1913	Caraveli (Arequipa)	7.7	X
09/04/1928	Carabaya (Puno)	6.9	VII
25/05/1940	Lima	8.2	VII-VIII
24/08/1942	Nazca (Ica)	8.4	IX
10/11/1946	Quiches (Ancash)	7.2	X-IX
01/11/1947	Satipo (Junín)	7.5	VIII-IX
21/05/1950	Cusco	6.0	VII
21/07/1955	Caraveli (Arequipa)	6.7	VI
29/10/1956	Tingo María - Huánuco (Huánuco)	6.0	VI-VII
15/01/1958	Arequipa	7.3	VIII
19/07/1959	Arequipa	7.0	VII
13/01/1960	Arequipa	7.5	IX
24/09/1963	Ancash	7.0	VII
17/10/1966	Lima	7.5	VIII
19/06/1968	Moyobamba (San Martín)	7.0	VII
24/07/1969	Pariahuanca (Junín)	5.6	V
01/10/1969	Pariahuanca (Junín)	6.2	VI
14/02/1970	Panao (Huánuco)	7.0	VII-VIII
31/05/1970	Chimbote (Ancash)	7.7	VII-VIII
03/10/1974	Lima	7.5	VIII
16/02/1979	Arequipa	6.9	VI
05/04/1986	Cusco	5.8	V
31/05/1990	Moyobamba (San Martín)	6.1	VI
04/04/1991	Moyobamba (San Martín)	6.0	V
05/04/1991	Moyobamba (San Martín)	6.5	VII
18/04/1993	Lima	6.1	VI
12/11/1996	Nazca (Ica)	7.5	VII-VIII
03/04/1999	Arequipa	6.1	VI
23/06/2001	Moquegua, Arequipa, Tacna	8.4	VIII
25/09/2005	Lamas (San Martín)	7.5	V
15/08/2007	Pisco (Ica)	7.9	IX
05/01/2010	Puerto Inca (Huánuco)	5.8	IV
24/08/2011	Contamana (Ucayali)	7.0	V-VI
28/10/2011	Ica	6.7	V-VI
25/09/2013	Yauca – Acari (Arequipa)	7.0	VI
24/08/2014	Coracora (Ayacucho)	6,8	VI
25/11/2015	Sur y Centro del Perú	7.6	V
16/04/2016	Norte del Perú (Tumbes, Piura)	7.4	III -IV

Nota: Adaptada de “Historia de los sismos más notables ocurridos en el Perú”, por E. Silgado, 1978

4.4. Historia sísmica de la ciudad de Huancayo

La ciudad de Huancayo perteneciente a la Región Junín, está ubicada en la depresión interandina de las cordilleras Occidental y Oriental de los Andes Centrales del Perú. Se encuentra expuesta al peligro que representan la actividad sísmica provocada por la

subducción de la placa de Nazca con la placa Sudamericana y a las tres fallas geológicas ubicadas dentro de la región: falla geológica del Huaytapallana (provincia de Huancayo), falla de Ricrán (provincia de Jauja) y la falla del Gran Pajonal (provincia de Satipo) donde la actividad sísmica se encuentra en los primeros 40 Km de profundidad.

Revisando la historia en el año 1947 la falla del Gran Pajonal produjo un movimiento sísmico de magnitud 7.5 Ms, y la falla del Huaytapallana en el año 1969 fue reactivada mostrando una ruptura de superficie, provocado por el movimiento sísmico de magnitud 6.2 Ms. En base al Catálogo Sísmico del proyecto SISRA (1963-1990), Deza (1990) describe que la actividad sísmica en el centro del país está distribuida en dos fajas sísmicas longitudinales a los Andes: faja sísmica occidental a los Andes y faja oriental a los Andes, donde debido a la subducción se presentan hipocentros mayormente superficiales y algunos intermedios hasta de 300 km.

4.5. Fundamentos del análisis del peligro sísmico

El peligro sísmico probabilístico consiste en la evaluación de que en un lugar determinado ocurra un movimiento sísmico de una intensidad igual o mayor que cierto valor fijado. La intensidad se refiere a cualquier otra característica de un sismo, tal como su magnitud, la aceleración máxima, el valor esperado de la velocidad, el valor espectral del desplazamiento del suelo, el valor medio de la intensidad Mercalli Modificada u otro parámetro de interés para el diseño ingenieril. La predicción de eventos futuros puede ser realizada por medio de modelos estadísticos, en base a datos pasados, siendo el modelo más usado el de Poisson (SENCICO, 2016).

4.6. Peligro sísmico probabilístico con aplicativo web CPSP

Para determinar el peligro sísmico de la ciudad de Huancayo, se hizo uso del aplicativo web “CPSP” que permite acceder al programa ZM_PPSH actualizado el año 2016 por el Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (SENCICO). El aplicativo incorpora a las curvas de probabilidad anual de excedencia, los espectros de peligro uniforme para distintos periodos de retorno, tiempo de exposición de las estructuras y amortiguamiento.

Se hará una breve descripción de la caracterización de las fuentes sismogénicas, estimación de los parámetros sismológicos de las fuentes sismogénicas y atenuación de las ondas sísmicas consideradas en el manual de uso del aplicativo web de SENCICO para finalmente determinar el peligro sísmico para la ciudad de Huancayo.

4.6.1. Evaluación y caracterización de las fuentes sismogénicas

Gran parte de los sismos ocurridos en el Perú es producto de la interacción de las placas de Nazca y Sudamericana. La determinación de las fuentes sismogénicas se ha basado en el mapa de distribución de epicentros, así como en las características tectónicas del área de influencia, esto ha permitido agrupar a las fuentes en continentales y de subducción. Las fuentes continentales o corticales están relacionadas con la actividad sísmica superficial andina (SENCICO, 2016).

La distribución de los sismos en función de la profundidad de sus focos ha permitido configurar la geometría del proceso de subducción de la placa oceánica bajo la continental. El estudio utilizó veintinueve fuentes sismogénicas de subducción, en los cuales se ha diferenciado los mecanismos de interface (F1, F2, F3, F4,F5 Y F6) y de interplaca superficial (F7, F8, F9, F10, F11, F12, F13, F14, F15 Y F16) e intermedias (F17, F18, F19 Y F20), estas fuentes pueden verse en la Figura 4.5. Así mismo se han utilizado nueve fuentes sísmicas continentales (F21, F22, F23, F24, F25, F26, F27, F28 Y F29) tal como se muestra en la Figura 4.6 (SENCICO, 2016).

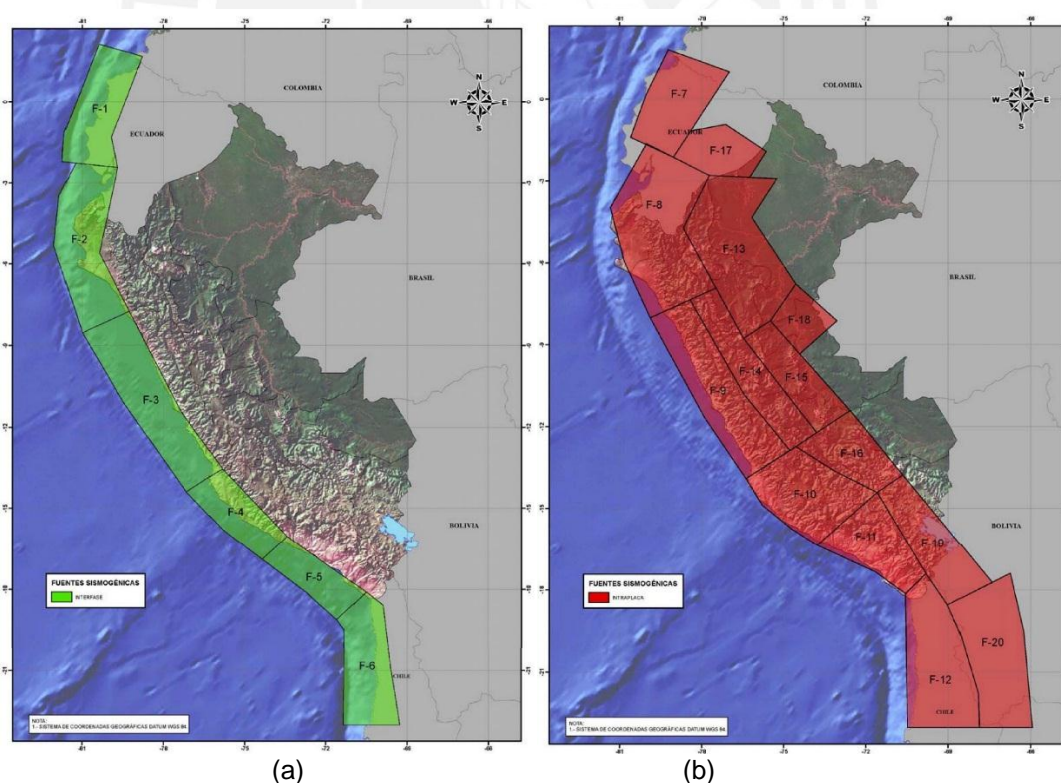


Figura 4.4. Fuente Sismogénicas: (a) de subducción de Interface e Intraplaca, (b) subducción de intraplaca. Tomada de SENCICO, 2016, p25 al 26

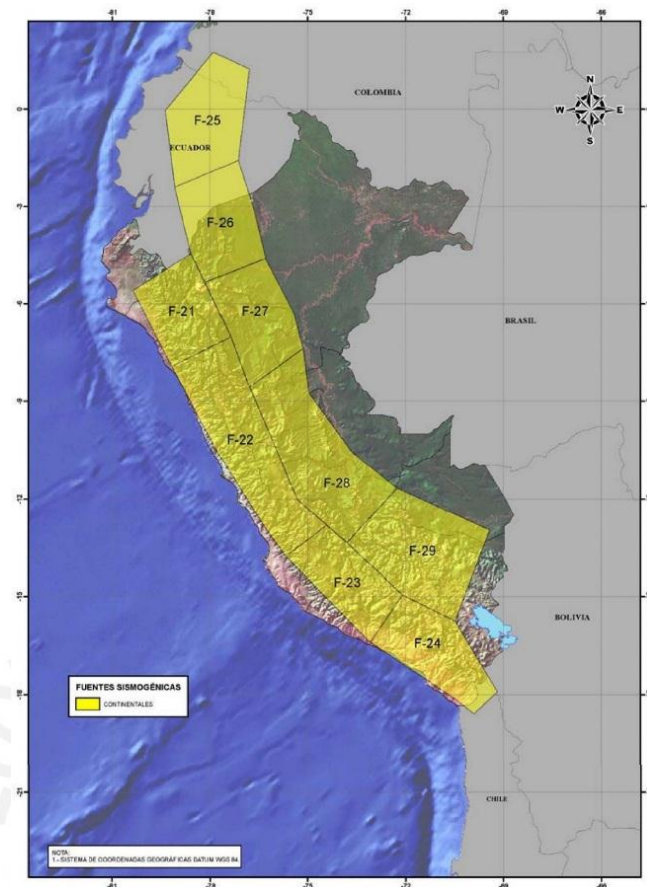


Figura 4.5. Fuentes Sismogénicas de Corteza Superficial o Continentales.
Tomada de SENCICO, 2016, p. 9.

4.6.2. Parámetros sismológicos de las fuentes sismogénicas

SENCICO (2016) estima los parámetros sismológicos indicados en la Tabla 4.2 una vez definidas las fuentes sismogénicas los cuales distribuyen espacialmente los sismos del catálogo sísmico entre magnitudes M_w 4.0 a M_w 8.0 sobre el volumen de influencia de las fuentes sismogénicas. La tasa está definida como el número de sismos por tiempo para diferentes periodos de tiempo.

Tabla 4.2 Parámetros sismológicos de las fuentes sismogénicas

Fuente	Parámetros Sismológicos			
	M _{min.}	M _{máx.}	β	Tasa
F1	4.3	8.1	1.286	3.100
F2	4.5	8.0	1.302	4.200
F3	4.8	8.4	1.732	3.980
F4	4.4	8.4	1.730	6.620
F5	4.8	8.4	1.473	2.580
F6	4.5	8.4	1.344	3.530
F7	4.2	7.9	0.991	1.300
F8	4.4	6.6	1.990	3.380
F9	4.5	7.9	1.939	6.510
F10	4.5	6.6	1.805	6.570
F11	4.8	7.9	2.251	4.850
F12	4.8	7.0	2.580	19.000
F13	4.3	7.8	1.491	3.710
F14	4.2	6.6	1.280	2.070
F15	4.6	6.0	2.334	2.520
F16	4.1	6.9	1.307	1.250
F17	4.4	7.3	1.697	3.870
F18	4.8	7.1	2.413	3.130
F19	4.8	7.0	2.307	2.920
F20	4.5	7.7	2.352	11.700
F21	4.00	7.1	0.580	0.461
F22	4.1	7.2	1.068	1.320
F23	4.5	7.0	1.384	0.675
F24	4.4	7.4	1.314	1.280
F25	4.2	7.0	1.133	2.040
F26	4.6	6.7	1.384	0.889
F27	4.8	6.8	2.162	1.270
F28	4.5	7.0	1.667	2.850
F29	4.3	7.1	1.259	1.420

Nota: Tomada de SENCICO, 2016, p. 29 al 30.

4.6.3. Atenuación de las ondas sísmicas

Determinadas la tasa de actividad de cada una de las fuentes sísmicas, se requiere evaluar los efectos de la intensidad sísmica que se alcanza en cada fuente en un sitio de interés si en la *i*-ésima fuente ocurriera un sismo con magnitud dada. Para estimar el peligro sísmico en el territorio nacional SENCICO (2016) utilizo las siguientes leyes de atenuación para ordenadas espectrales:

Youngs et al. (1997), Zhao et al. (2006), McVerry et al. (2006), Atkinson y Boore (2003) y BC HYDRO (Abrahamson et al. 2015) diferenciando los mecanismos focales para sismos de subducción de interface e intraplaca en la estimación de la máxima aceleración del suelo, y modelo de atenuación sísmica propuesto por Sadigh et al. (1997) para sismos continentales.

4.6.4. Determinación del peligro sísmico

SENCICO (2016), una vez conocida la sismicidad de las fuentes y los patrones de atenuación de las ondas generadas en cada una de ellas calcula el peligro sísmico de la siguiente forma:

El peligro sísmico del área del proyecto se ha determinado utilizando la información pertinente en la literatura técnica y el programa de cómputo CRISIS 2015 versión 2.2 desarrollado por Ordaz et al. (2015) que emplea métodos numéricos conocidos. El peligro sísmico es calculado considerando la suma de los efectos de la totalidad de las fuentes sísmicas analizadas, la distancia entre cada fuente y el sitio donde se proyectará cada punto de grilla de análisis que se extiende sobre el territorio nacional con incremento de 0.1° .

4.7. Determinación del peligro sísmico para Huancayo

4.7.1. Ubicación.

Ingresando al aplicativo web:

<http://www.sencico.gob.pe/investigacion/publicaciones.php?id=492>, digitar las siguientes coordenadas de ubicación de la ciudad de Huancayo:

- Latitud: -12.07°
- Longitud: -75.20°



Figura 4.6. Interfaz del aplicativo web “CPSP”.

4.7.2. Probabilidad anual de excedencia

La probabilidad anual de excedencia se ha obtenido del aplicativo web de SENCICO, esta gráfica tiene por abscisas a la probabilidad anual de excedencia que es la inversa del tiempo de retorno en años, y a la aceleración espectral dada en unidades *gal* (g) en las ordenadas. A continuación, se presenta las gráficas para el periodo de retorno (T_r) de 475 años y periodo de suelo de 0.0 s, 0.1 s:

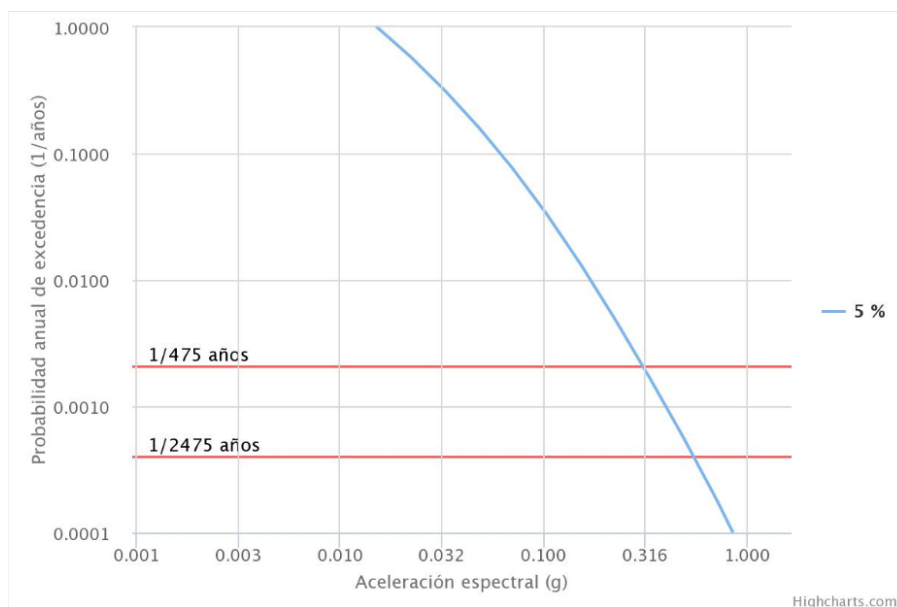


Figura 4.7. Curva de probabilidad anual de excedencia Vs Aceleración espectral, para un amortiguamiento de 5% y un periodo de 0.00 (PGA) y probabilidad de excedencia $1/475$ $A = 0.30g$

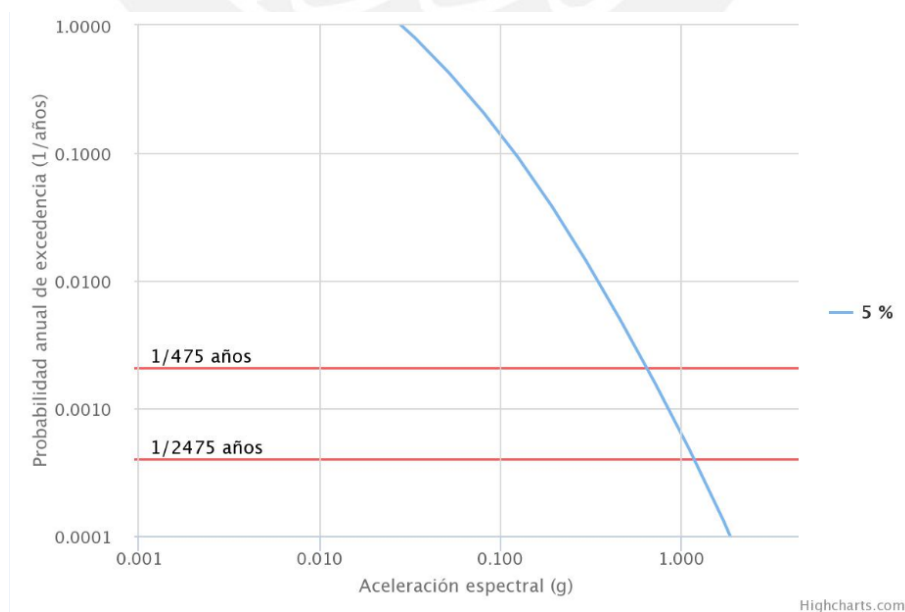


Figura 4.8. Curva de probabilidad anual de excedencia Vs Aceleración espectral, para un amortiguamiento de 5%, periodo de 0.1 s y probabilidad de excedencia $1/475$ $A = 0.58g$

Para el resto de periodos 0.2s a 2.0s, se siguió el mismo procedimiento, obteniendo la aceleración según el periodo de retorno (T_r).

Tabla N° 4.3 Parámetros resultantes de peligro para diferentes periodos de retorno

Aceleración	Periodo $T_r = 475$ años y $\varepsilon = 5\%$
PGA (0.0 s)	0.30 g
Sa (0.1s)	0.58 g
Sa (0.2s)	0.71 g
Sa (0.5s)	0.41 g
Sa (1.0s)	0.20 g
Sa (2.0s)	0.09 g

Se puede apreciar que con el periodo $T = 0$ s, se obtiene el valor del PGA, con $T=0.2$ s, encontramos la platea del espectro de diseño, $T=1$ s obtenemos el punto de control del espectro de diseño.

4.7.3. Espectro uniforme

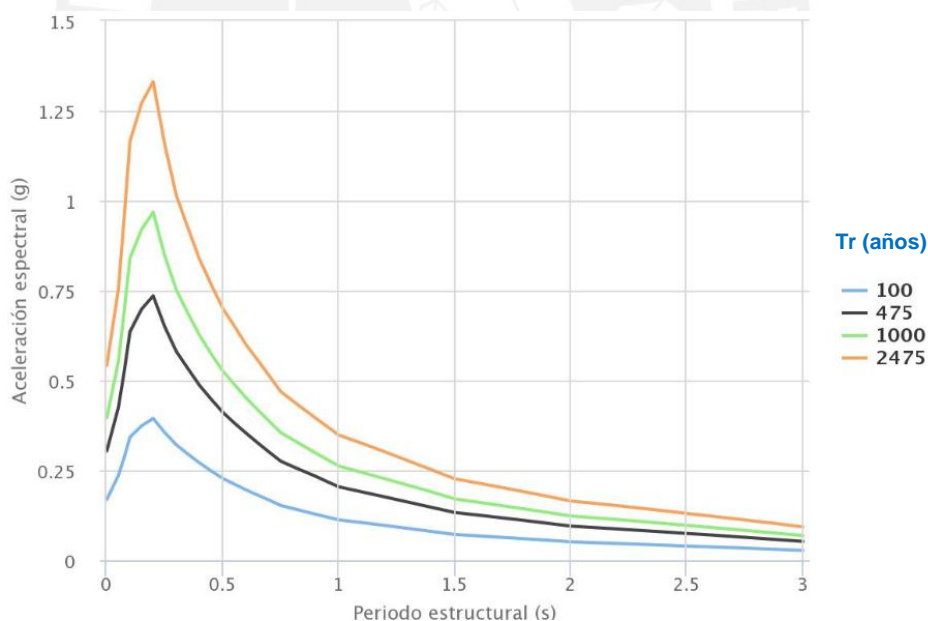


Figura 4.9. Espectro de peligro uniforme para periodos de retorno $T_r = 100, 475, 1000$ y 2475 años

4.7.4. Espectro de diseño

Selección de coordenada Probabilidad anual de excedencia Espectro de peligro uniforme **Espectro de diseño** Información

Latitud: **-12.1** Tipo: **E.030-2016** Tipo de suelo: **S2: Suelos inter** **Borrar Espectros** ☒ Epu 475 años

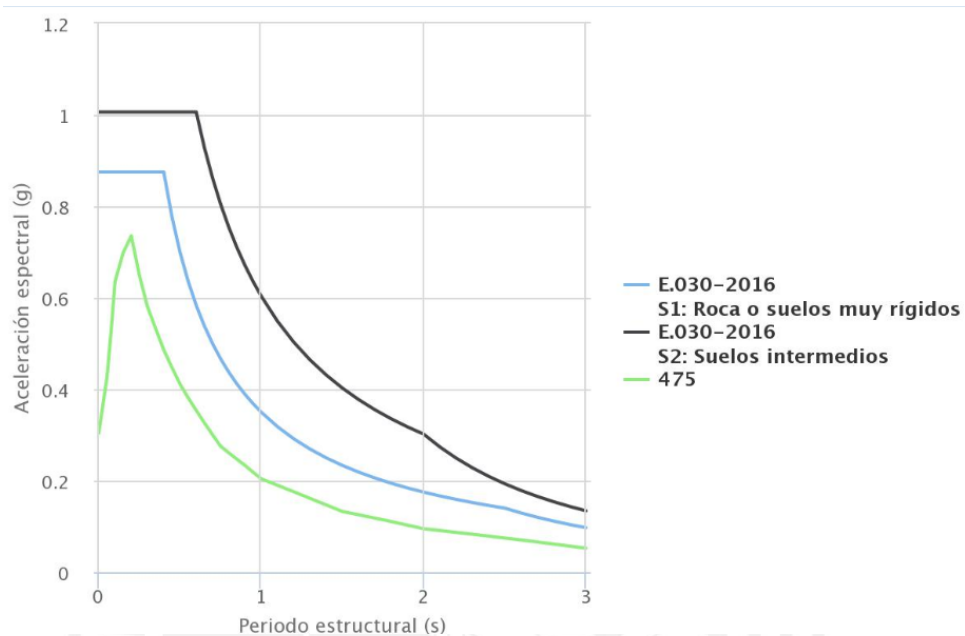


Figura 4.10. Espectro de diseño para suelo S1 y S2 con TR = 475 años

5. METODOLOGÍA

5.1. Introducción

En este capítulo se explica el procedimiento para la obtención de las funciones de vulnerabilidad sísmica de edificaciones de 1GL teniendo como herramienta el programa “Probabilistic Seismic Vulnerability Tool” (PSVT) 2015. El PSVT, fue desarrollado en el marco de un proyecto del equipo DRM-CDRP perteneciente la Global Practice of Social, Urban Rural & Resilience (GSURR) del Banco Mundial.

Estimando el costo medio y desviación estándar debido a daño sísmico producido por una cierta intensidad de evento sísmico se determinan las curvas de vulnerabilidad para una tipología estructural específica caracterizan la incertidumbre del costo de daño desde el punto de vista probabilístico dado una intensidad sísmica que se asume aleatoria (Inaudí, 2018).

Mediante el análisis de una edificación común (vivienda) y un bloque típico de una edificación esencial (educación), se mostrará el procedimiento de generación del modelo de demanda sísmica, modelo estructural para la simulación, el ingreso de datos en el programa y su análisis hasta determinar las funciones de vulnerabilidad.

5.2. Metodología del Programa PSVT

El PSVT calcula la probabilidad sísmica mediante Simulación Monte Carlo (SMC) de modelos de edificaciones simples de una o dos plantas y posibilita estimar respuesta mediante modelos de 1 GL no lineales. Se utilizó este programa debido a que permite estimar la vulnerabilidad de una edificación considerando los aspectos de la incertidumbre de la excitación sísmica en términos de intensidad, contenidos de frecuencia y mediante la SMC es posible determinar la respuesta en el tiempo como alternativa a procedimientos de análisis pseudo-estáticos basados en espectros de capacidad. Es posible también la inclusión de la incertidumbre de la irregularidad en planta y en altura, mediante factores que pueden ser incluidos en la generación del espectro de pseudo-aceleración.

La metodología aplicada por el PSVT busca la estimación del costo medio y desviación estándar debido al daño sísmico producido por una cierta intensidad de evento sísmico. Se asume que la intensidad del evento sísmico se caracteriza por un valor de aceleración máximo de fundación (PGA).

El daño y su estimación se evalúan para los elementos estructurales (columnas, vigas, aligerados, placas, etc.) y los no estructurales (tabiques, equipos, tuberías, instalaciones, vidrios, etc.). También podría incluirse los costos derivados de las pérdidas parciales o totales de funcionalidad del sistema estructural. Los resultados obtenidos son representados mediante gráficas de funciones de vulnerabilidad y función densidad de probabilidad de costo de daño, como se muestra en la Figura 5.1.

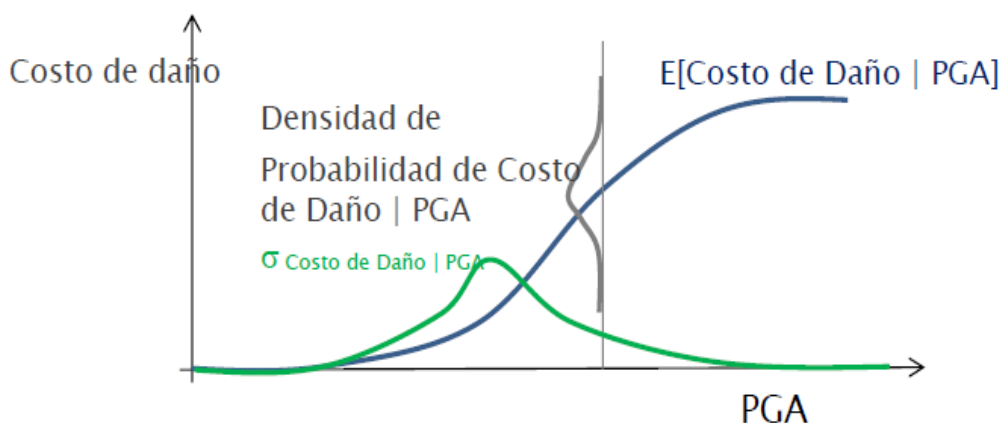


Figura 5.1. Funciones de vulnerabilidad y densidad de probabilidad condicional del costo de daño.
Tomada de J. Inaudí, 2015 p.4.

Las funciones de vulnerabilidad calculadas son utilizadas como parte del análisis de riesgo sísmico que comprende las siguientes etapas:

- Análisis de la amenaza sísmica
- Análisis de la exposición del inventario de estructuras, edificios y actividades sujetas a riesgo
- Análisis de vulnerabilidad, que es la estimación de daño y costo de una estructura o tipología específica en una zona determinada
- Evaluación del riesgo de una estructura, un área o una región sometida a cierta amenaza sísmica.

5.3. Diagrama de flujo del programa PSVT

El programa PSVT, permite utilizar cinco modelos o clases estructurales disponibles para modelar. Este estudio se centra en la clase *C1mck 1GL* y *C2mckFy 1GL*.

El modelo *C1mck 1GL* corresponde a un modelo lineal de un grado de libertad, que mediante la inclusión del factor de coeficiente inelástico de deformación se puede estimar el desplazamiento máximo lateral en el rango inelástico mediante simulación para obtener finalmente las curvas de vulnerabilidad.

se definen como variable aleatoria utilizando técnicas de simulación se puede obtener un muestreo adecuado de cada uno de ellos mediante la media y la desviación estándar (p.115 y 116)

La metodología probabilística desarrollado en PSVT evalúa el comportamiento sísmico de una edificación basado en su desempeño donde se siguen los siguientes pasos:

- Análisis de riesgos, representado por la aceleración máxima del terreno como medida de intensidad (PGA)
- Análisis estructural, con la determinación de la ductilidad de desplazamiento máxima como parámetro de demanda de ingeniería (μ)
- Análisis de daños, donde el daño se mide por la probabilidad de exceder cierto estado de daño con las funciones de fragilidad.

La Figura 5.3 muestra el procedimiento seguido para la estimación de daños. En cada uno de los pasos de análisis indicados se involucra las incertidumbres y su tratamiento se explica a continuación:

Paso 1: Incertidumbre en el análisis de peligro

En el análisis de peligro, los registros reales se seleccionan y se escalan a los valores objetivo de intensidad, en el caso de los acelerogramas sintéticos se escalan al espectro de respuesta. Estos registros incluyen las incertidumbres reales en algunos parámetros, como la duración y los contenidos de frecuencia (Silva, 2010). PSVT en el proceso de simulación escala las señales con el criterio de valor pico de aceleración (PGA) en el rango de valores especificados para el cálculo de la función de vulnerabilidad.

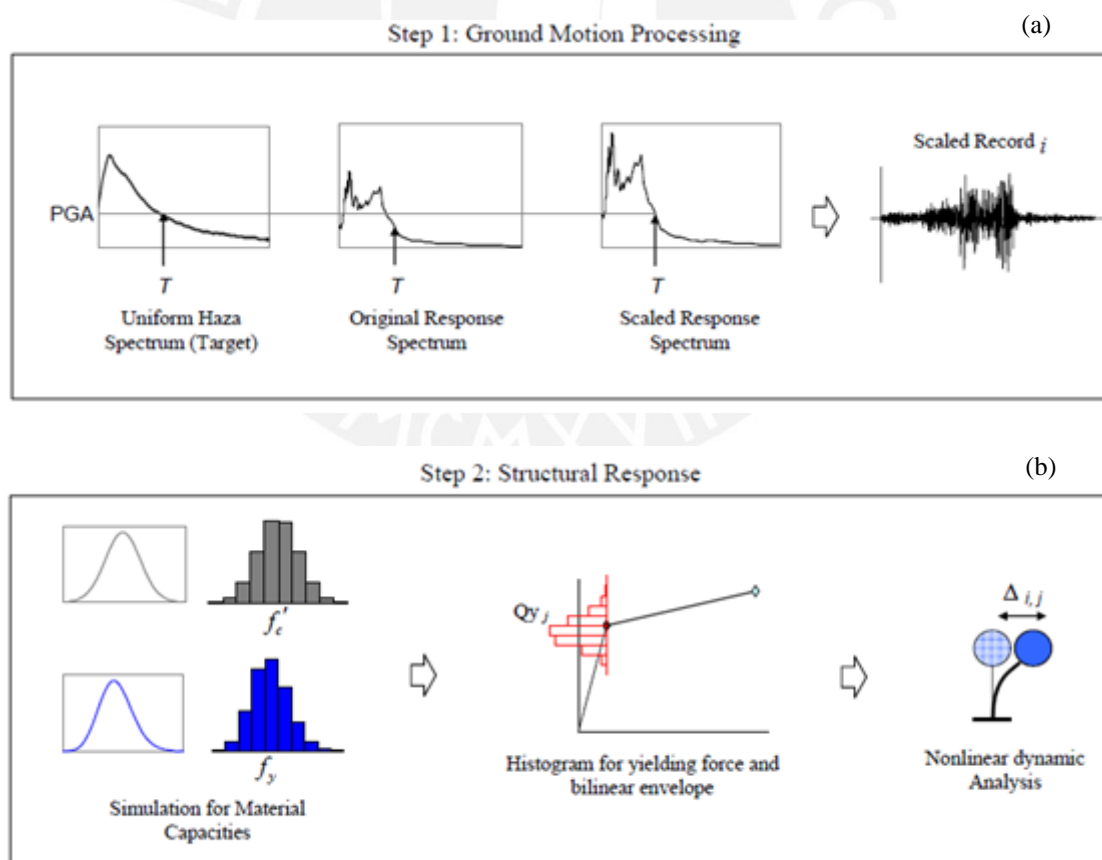
Paso 2: Incertidumbre en la resistencia de los materiales y en el análisis estructural

La incertidumbre se produce mediante la simulación de la resistencia del material. En los planos de estructura encontramos las características mecánicas del concreto y del acero cuyos valores son obtenidos del control de calidad en su fabricación (acero) como en obra (concreto), a partir de ensayos de compresión y tracción en muestras de concreto y acero respectivamente por lo que la resistencia de los materiales se representa como una variable aleatoria. Las condiciones en las que se hace el ensayo difieren a las condiciones reales de la construcción, y por tanto las dispersiones en la resistencia a compresión del concreto (f'_c) y en la resistencia de fluencia del acero (f_y) pueden ser mayores (Vargas et al., 2013).

Para el análisis estructural, la incertidumbre se introduce mediante una variable aleatoria para el punto de desempeño en la curva de capacidad calculada para la estructura; que se utiliza como envolvente en el análisis no lineal de un solo grado de libertad para el marco (Silva, 2010). En el ingreso de los datos al programa PSVT de la deformación de fluencia y los coeficientes del modelo estructural esta información ya debe haber sido calculado previamente considerando su aleatoriedad, siendo necesario para ello contar con ensayos de control del concreto y acero en caso la edificación está construida.

Paso 3: Incertidumbre del daño

La incertidumbre del daño es abordada mediante las funciones de fragilidad, que relacionan el parámetro de demanda estructural (ductilidad máxima) con los estados de daño estructural del edificio. Las probabilidades de daño están integradas para todos los registros seleccionados y los valores de resistencia de rendimiento. El resultado final se da en términos de la probabilidad de estar en cada estado de daño dado un valor PGA y se representa en funciones de fragilidad (Silva, 2010).



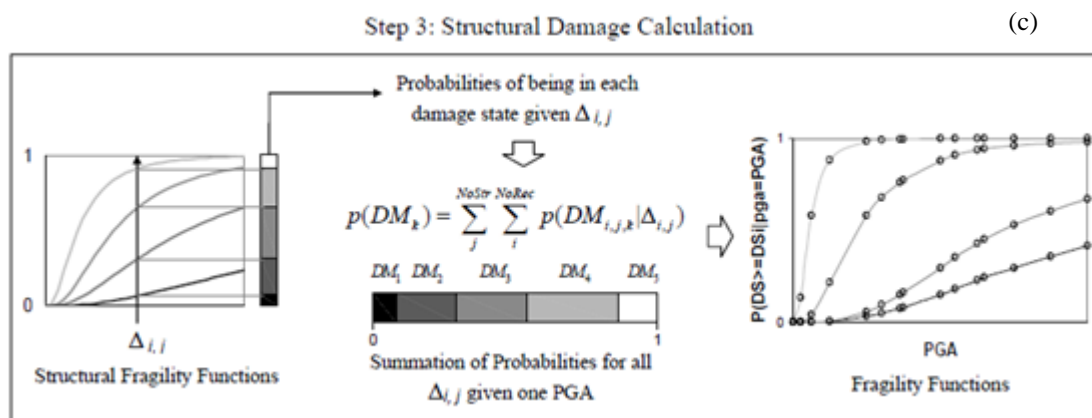


Figura 5.3. Esquema del procedimiento de estimación de daños: (a) Procesamiento del sismo, (b) respuesta espectral, (c) cálculo del daño estructural. Tomada de Silva, 2010, p. 3.

PSVT en el análisis de vulnerabilidad considera la aleatoriedad de las variables que describen el problema mediante el uso de técnicas basadas en Simulación Monte Carlo (SMC) y en el análisis no lineal de estructuras. Cuando una estructura trabaja en régimen no lineal y se incorporan en su análisis las incertidumbres en sus características, la variabilidad es mucho mayor que cuando el sistema es lineal.

5.5. Simulación de Monte Carlo (SMC)

El programa PSVT para el cálculo de la vulnerabilidad de los modelos utiliza la SMC. Este método numérico permite mediante la simulación de variables aleatorias generar señales sintéticas de simulación de escenarios sísmicos. Bonett (2003) señala que:

Para considerar las incertidumbres en los parámetros sísmicos y estructurales, los métodos probabilísticos utilizan técnicas de simulación, como por el ejemplo el método de Monte Carlo, mediante el cual ambos parámetros se definen como variables aleatorias que se generan a partir de sus funciones de distribución de probabilidad. Una vez definidos los indicadores de la acción sísmica y la respuesta estructural, es necesario determinar la relación existente entre ambos parámetros desde una vista probabilística; por lo que implica llevar a cabo una serie de análisis dinámicos no lineales, que permitan cuantificar el efecto del grupo de acelerogramas sintéticos sobre el modelo estructural. Se obtienen de esta forma, para cada valor del indicador de la intensidad del movimiento, las curvas que relacionan la probabilidad acumulada de daño del parámetro seleccionado para representar la respuesta estructural (p.107).

5.6. Modelo lineal de un grado de libertad 1 GL

En PSVT, para el sistema dinámico el modelo es descrito por medio de sus propiedades de masa, rigidez y amortiguamiento para lo cual se emplea el sistema internacional de medida (SI). Las unidades de masa (m) en kg, rigidez (k) en N/m y amortiguamiento (c) en $N-s/m$. Período de vibración $T (= 2\pi\sqrt{m/k})$ en s y el coeficiente de amortiguamiento crítico $\zeta = c/(2m\omega)$ (donde $\omega = \sqrt{k/m}$).

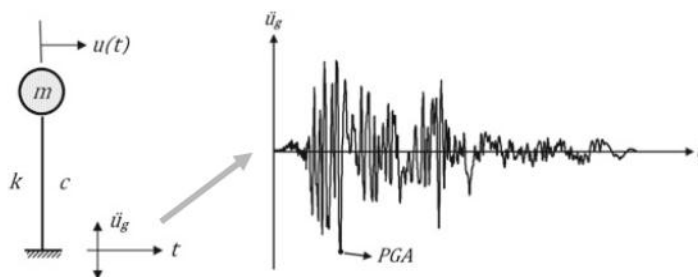


Figura 5.4. Modelo de 1GL idealizado bajo excitación sísmica. Tomada de Sucuoglu y Akkar, 2014, p. 88.

5.7. Relación fuerza-deformación

Durante un sismo, las estructuras se someten a un movimiento oscilatorio con deformación cíclica. De las pruebas cíclicas que simulan esta consideración sobre elementos estructurales y modelos a escala, los resultados experimentales indican que el comportamiento fuerza-deformación cíclico para una estructura depende del material y del sistema estructural (Chopra, 2004). La mayoría de materiales presenta una relación fuerza-deformación no lineal y para el análisis de los modelos descritos con PSVT se idealiza la curva real aproximándolo a un comportamiento elasto-plástico (elastoplástica).

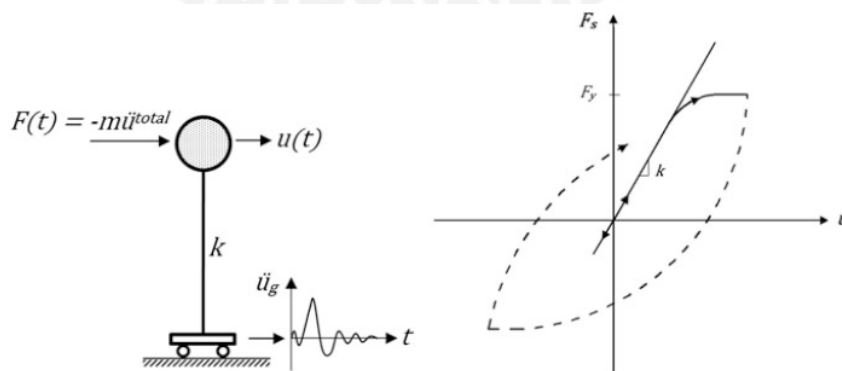


Figura 5.5. Variación de la fuerza interna F_s con desplazamiento u a lo largo de una trayectoria de deformación de fuerza no lineal. Tomada de Sucuoglu y Akkar, 2014, p. 99.

En la Figura 5.6a podemos ver que la cedencia comienza cuando la fuerza alcanza el valor f_y . La deformación de cedencia u_y ocurre a una fuerza constante f_y . En la Figura 5.5b puede verse que f_y es la misma en las dos direcciones. La relación cíclica de fuerza deformación es dependiente de la trayectoria; para una deformación u en el tiempo t la fuerza de restauradora f_s depende de la historia previa del movimiento del sistema y de si la deformación está aumentando o disminuyendo. La fuerza restauradora es una función implícita de deformación: $f_s=f_s(u)$ (Chopra, 2014).

PSVT analiza la capacidad, fragilidad y daño sísmico de edificios con modelos de 1GL. El modelo empleado es capaz de reproducir solo el fallo por momento flector y por fuerza cortante. Considera que los elementos estructurales siguen un comportamiento elastoplástico y no toma en cuenta el endurecimiento ni el ablandamiento. La ductilidad de curvatura es obtenida para las columnas por el diagrama de interacción momento-fuerza axial y por el momento-deformación angular en las vigas.

5.7.2. Sistema lineal correspondiente

PSVT para el análisis considera un sistema lineal correspondiente. En la Figura 5.8 podemos comparar el sistema elastoplástico con el sistema lineal correspondiente donde para evaluar la máxima deformación debido a un movimiento sísmico se define que ambos sistemas tienen la misma rigidez, masa y amortiguamiento. Para oscilaciones pequeñas ($u \leq u_y$) el periodo natural de vibración es el mismo en ambos sistemas y para oscilaciones mayores a u_y , el periodo natural de vibración no está definido para los sistemas inelásticos (Chopra 2014).

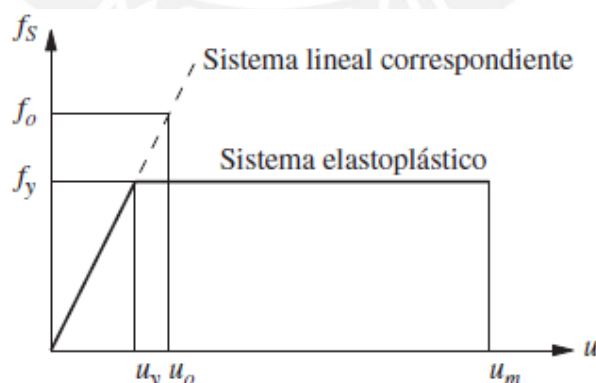


Figura 5.8. Sistema elastoplástico y su sistema lineal correspondiente.
Tomado de Chopra (2014) p.265

Para un sistema elastoplástico se ha encontrado las siguientes relaciones:

$$\dot{f}_y = f_y/f_o = u_y/u_o \quad \dots(Ec 5.1)$$

$$R_y = f_o/f_y = u_o/u_y \quad \dots(Ec 5.2)$$

$$\mu = u_m / u_y \quad \dots (Ec 5.3)$$

donde f_o y u_o son los valores máximos de la fuerza restauradora y la deformación inducidas por el sismo en el sistema lineal correspondiente, \dot{f}_y es la resistencia a la cedencia normalizada, R_y es el factor de reducción de resistencia a la cedencia, u_y es la deformación de cedencia, u_m es la deformación máxima absoluta del sistema elastoplástico y μ es la ductilidad.

5.7.3. Efectos de la cedencia

El modelo *C2mckFy1GL* del PSVT considera un comportamiento elastoplástico en su análisis, con rigidez no nula post-fluencia (cedencia) sometido a aceleración en la base. El efecto de la cedencia en los sistemas inelásticos hace que el sistema se distorsione de su posición de equilibrio inicial y no oscile alrededor de su posición de equilibrio inicial quiere decir que la deformación se mantiene permanente a diferencia del sistema elástico. La Figura 5.9 tomada de Chopra (2014) muestra la respuesta de un sistema elastoplástico con masa y rigidez inicial que el sistema elástico lineal, con resistencia normalizada $\dot{f}_y = 0.125$ (o $R_y = 8$), resistencia a la cedencia del sistema $f_y = 0.171w$.

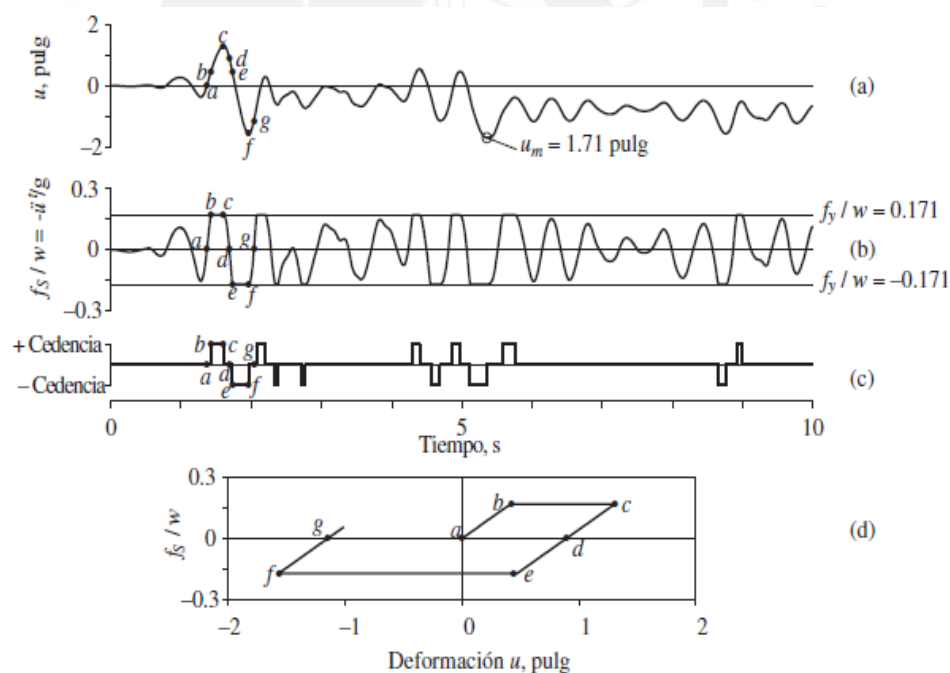


Figura 5.9. Respuesta de un sistema elastoplástico con $T_n=0.5s$, $\varepsilon=0$ y $\dot{f}_y = 0.125$ al movimiento del terreno de El centro: (a) deformación; (b) fuerza restauradora y aceleración; (c) intervalos de tiempo de cedencia; (d) relación de fuerza-deformación. Tomada de Chopra, 2014, p.269.

Para deformaciones pequeñas el sistema vibra dentro de su intervalo elástico lineal. Cuando se alcanza la deformación de cedencia por primera vez (punto b), comienza la

cedencia. Del punto b a c el sistema está cediendo, la fuerza f_y es constante en la rama plástica $b-c$ de la relación de fuerza-deformación del sistema. En punto c corresponde a una deformación máxima local, la velocidad es cero y la deformación comienza a invertirse.

5.8. Cálculo de deformación máxima del modelo no lineal (D_{NL})

Para determinar la deformación máxima inelástica, PSVT hace uso de las expresiones halladas por Chopra (2004) para la estimación de las demandas sísmicas en edificaciones basada en el desempeño. Estas expresiones tienen relación con el Factor de reducción por ductilidad (R_y) y el coeficiente inelástico de deformación (C_R).

5.8.1. Factor de reducción por ductilidad (R_y)

Varias propuestas se han realizado para determinar el factor de ductilidad a nivel mundial en los que se encuentra el propuesto por Chopra (2004), que en base al análisis de acelerogramas con aceleraciones de suelo mayor a 10% de la aceleración de la gravedad, encuentra una relación para el factor R que es una función de la relación entre la rigidez post fluencia con respecto a la rigidez elástica, que se denomina α . Si $\alpha=0\%$ se tiene el modelo elasto-plástico perfecto.

Al ingresar las estructuras en el rango inelástico para cierto nivel de deformación, muestran una rigidez tangente post fluencia menor que la rigidez inicial. Para poder definir daño a partir de la estimación del modelo lineal se define una deformación de inicio de fluencia $D_y (= u_y)$ y relación de rigideces α (rigidez post-fluencia dividido rigidez en rango elástico) que si bien no se utilizan para la integración de las ecuaciones de movimiento, permiten la estimación de respuesta en el rango plástico de la estructura a partir de resultados estimados con el modelo lineal (Inaudí, 2015).

El cálculo de demanda de deformaciones para el modelo de 1GL se realiza en dos etapas:

- (i) Simulación de la respuesta del modelo lineal $D_{max} (= u_o)$.
- (ii) Estimación de la demanda de ductilidad del modelo no lineal se calcula de manera aproximada, en base al factor de reducción R .

El factor de reducción de las fuerzas sísmicas por ductilidad se obtiene de la relación entre la máxima fuerza elástica $F_e (= f_o)$ con respecto a la fuerza inelástica $F_y (= f_y)$.

$$R_y = F_e / F_y = (K_e D_{max}) / K_e D_y = D_{max} / D_y \quad \dots (Ec 5.4)$$

Donde D_{\max} es la demanda de deformación del modelo lineal para la aceleración sísmica de análisis. En la Figura 5.10 se definen la deformación máxima del modelo no lineal D_{NL} ($= u_m$) que se pretende estimar a partir de la demanda del modelo lineal y los parámetros mecánicos de los modelos lineal y no lineal.

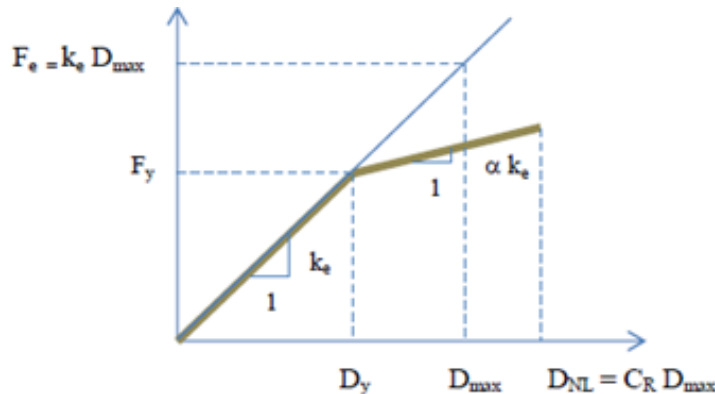


Figura 5.10. Modelo constitutivo lineal y no lineal asociado. Tomada de PSVT, 2015,p.37

5.8.2. Cálculo del coeficiente inelástico de deformación (C_R)

La metodología propuesta por Chopra (2004) es utilizada por el programa PSVT para calcular el factor de amplificación de desplazamiento, para la estimación de la deformación de sistemas inelásticos. Las ecuaciones simplificadas para calcular el coeficiente inelástico de deformación C_R facilitan la estimación de la deformación inelástico y porque la deformación del sistema lineal correspondiente es fácilmente conocida a partir del espectro de diseño elástico.

Presenta una ecuación que ajusta la media de la deformación máxima del modelo lineal C_R , para cualquier conjunto de movimientos de suelo (pero ignora los datos que muestran $C_R < 1$ en el rango de período T_d a T_f) y satisface los valores límite de $C_R = L_R$ en $T_n = 0$ y $C_R = 1$ en $T_n = \infty$, el valor de L_R se obtiene con la ecuación 5.5.

$$L_R = \frac{1}{R_y} \left(1 + \frac{R_y - 1}{\alpha} \right) \quad \dots (Ec 5.5)$$

Donde:

R_y : factor de reducción de la fuerza de fluencia

α : es la relación de rigideces (rigidez post-fluencia entre la rigidez en rango elástico).

La función L_R para C_R está derivado en términos del factor R_y y el período normalizado T_n / T_c :

$$C_R = 1 + \left[(L_R - 1)^{-1} + \left(\frac{a}{R_y^b} + c \right) \left(\frac{T_n}{T_c} \right)^d \right]^{-1} \quad \dots (Ec 5.6)$$

Los parámetros $a=61$, $b=2.4$, $c=1.5$ y $d=2.4$ fueron obtenidos por Chopra (2004) y otros autores mediante análisis de regresión de respuesta sísmica simuladas.

El parámetro T_c , es el periodo natural para el cual el espectro de pseudo-aceleraciones es constante. Para nuestro caso el T_c corresponde al $T_p (=0.60\text{ s})$ que es el periodo que define la plataforma del factor de amplificación sísmica.

Para hallar los factores L_R y C_R , se asume diferentes valores de R_y que pueden variar de 1 a 10 y $\alpha=0\%$ si se considera un modelo elasto-plástico perfecto y $\alpha=10\%$ para un sistema bilineal, tal como se muestra en la Figura 5.4.

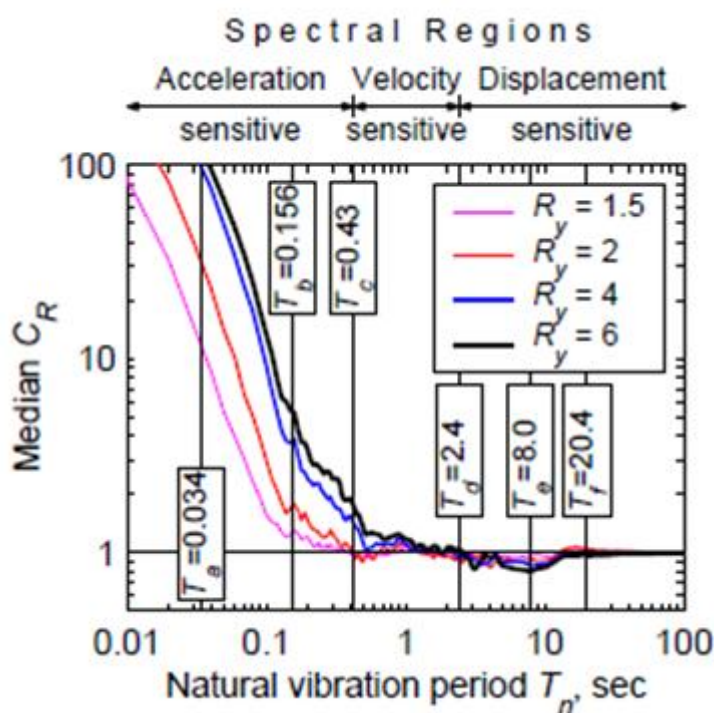


Figura 5.11. Gráfica de parámetro C_R . Tomada de Chopra, 2004, p.21.

5.9. Cálculo de la fuerza de cedencia (F_y) y la deformación de cedencia (D_y)

Para el cálculo de las funciones de vulnerabilidad sísmica con el programa PSVT, es necesario conocer previamente la fuerza (F_y) y el desplazamiento (D_y) que ocasiona la aparición de la primera rotula plástica, ya que a partir de este punto de la curva de desempeño se determinara los desplazamientos máximos ya explicados.

Existen diversos softwares que permite calcular la curva de capacidad de una estructura. En nuestro caso consideramos un método de evaluación simplificada realizado por Mendoza (2011). Esta metodología permite la evaluación de la estructura mediante el

cálculo de una curva de capacidad construida a partir de los resultados de una serie de análisis modales espectrales evolutivos (EMSA, por sus siglas en Inglés); cada uno correspondiente a un incremento de la demanda sísmica y asociado a un nivel de daño producido. En la ejecución de este método se realizan tantos análisis como niveles de daño (comúnmente representados por la aparición de articulaciones plásticas) ocurran antes de que la estructura alcance su capacidad máxima.

En una primera etapa se caracteriza la demanda sísmica y resistencia de los elementos estructurales, para lo cual debe realizarse lo siguiente:

- Definir la demanda sísmica de acuerdo al objetivo de diseño para el cual se requiere evaluar la estructura. Puede optarse por usar un registro de un evento sísmico particular o bien un espectro suavizado de diseño
- Determinar las propiedades mecánicas de los elementos y los momentos de fluencia (M_y) de cada sección, utilizando las propiedades de los materiales y detallado de los elementos estructurales (vigas y columnas) para definir los diagramas momento-curvatura correspondientes.

En la segunda etapa se construye la curva de capacidad y se evalúa el edificio identificando la aparición del primer daño en la estructura (D_y). Para realizar este paso se analiza un modelo de la estructura sin daño bajo la acción de cargas verticales y un análisis modal espectral con la demanda sísmica completa (espectro elástico) con 5% de amortiguamiento. Con los resultados obtenidos, se determina el nivel de demanda sísmica necesario para que aparezca la primera fluencia en la estructura mediante el cálculo de un factor de escala (Sf_1), que se obtiene para los extremos de cada elemento. El valor menor de (Sf_1) corresponde al factor por el que se tiene que escalar la intensidad de demanda sísmica para que una sección de un elemento o grupo de secciones de elementos alcancen su capacidad elástica se determina con la ecuación 5.7. Sf_i corresponde al factor de escala de la intensidad de demanda sísmica requerido para que se presente las siguientes rotulas es calculada con la ecuación 5.8. La Figura 5.12 resume el procedimiento descrito.

$$Sf_1 = \frac{M_y - M_{cv}}{M_{int(1)}} \quad \dots (Ec 5.7)$$

$$Sf_i = \frac{M_{rem(i)}}{M_{int(i)}} = \frac{M_y - M_{ac(i)}}{M_{int(i)}} \quad \dots (Ec 5.8)$$

Donde Sf_i es el factor de escala, $M_{rem(i)}$ es el momento remanente, $M_{int(i)}$ es el momento obtenido del análisis modal espectral evolutivo, M_y es el momento de fluencia de la sección y $M_{ac(i)}$ es el momento actuante obtenido del análisis de carga vertical (M_{cv}).

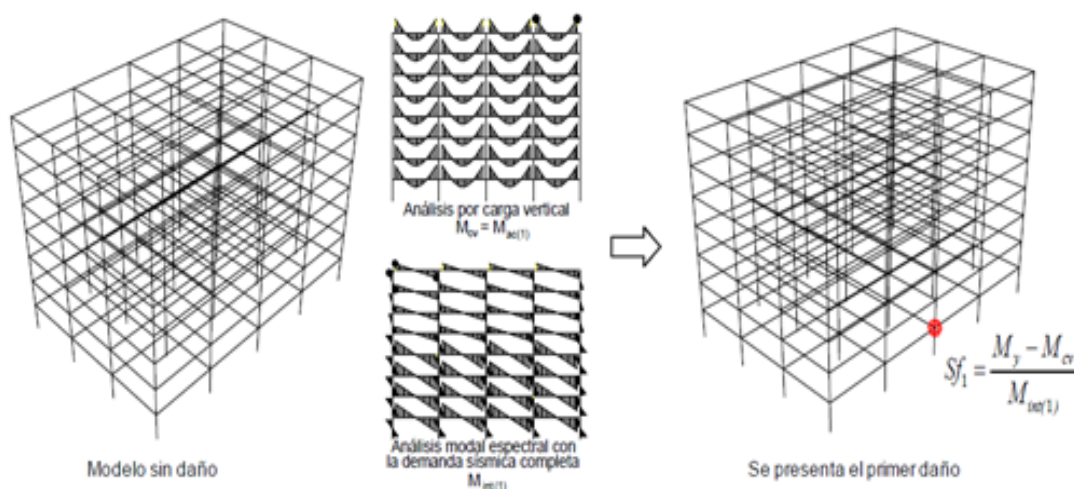


Figura 5.12. Aparición del primer daño en la estructura. Tomada de Mendoza, 2011,p. 23.

El punto de fluencia de la curva de capacidad se obtiene multiplicando el factor de escala de la intensidad de demanda sísmica con la máxima fuerza cortante ($V_y = F_e.Sf_I$) y con la deformación elástica ($D_y = D_e.Sf_I$) respectivamente.

5.10. Selección del modelo estructural

La tipología de modelo estructural a seleccionar en el programa PSVT se muestra en la Figura 5.13, en el recuadro se puede ver ya cargado el modelo *C1mck 1GL* y *C2 mckFy 1GL*. Para una mejor comprensión de los parámetros a ingresar al programa PSVT en cada modelo estructural debemos considerar las Figuras 5.4 y 5.5.

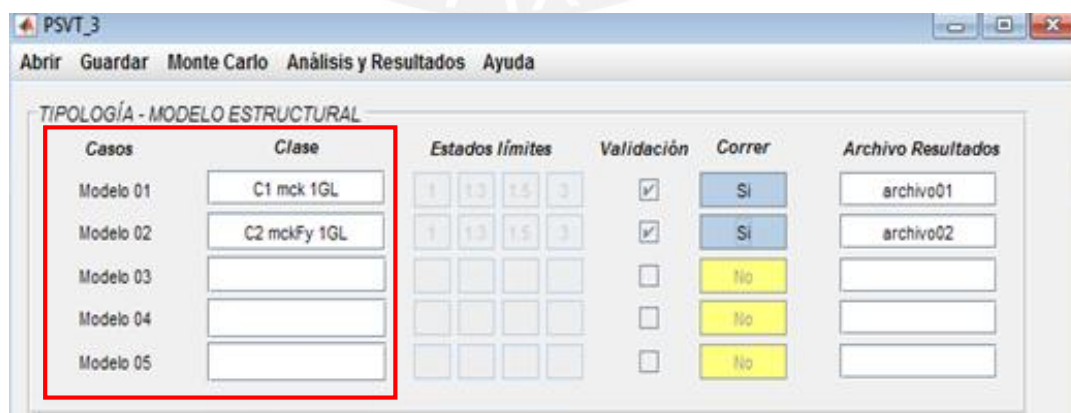


Figura 5.13. Modelo estructural a seleccionar en PSVT

5.10.1. Modelo C1 mck1 GL

Para definir el modelo lineal (*C1 mck1 GL*), ingresamos los valores del periodo natural de vibración $T(s)$, razón de amortiguamiento crítico ζ , la deformación de fluencia $D_y (m)$, la relación de rigideces α y el periodo $T_c(s)$ que para nuestro caso se relaciona al periodo T_P indicado en el RNE, Norma E.030. En la Figura 5.14a se tiene una captura de pantalla del programa con los datos ingresados.

5.10.2. Modelo C2 mckFy 1GL

Este modelo, corresponde a un modelo de 1 GL con comportamiento elastoplástica, con rigidez no nula post-fluencia sometido a aceleración en la base, para definir el modelo lineal (*C2 mckFy 1GL*), ingresamos el valor de la masa $m (kg)$, es preferible usar una masa unitaria, rigidez inicial del sistema $K (N/m)$, razón de amortiguamiento crítico ζ , la deformación de fluencia $D_y (m)$, y la relación de rigideces α , tal como se muestra en la Figura 5.14b.

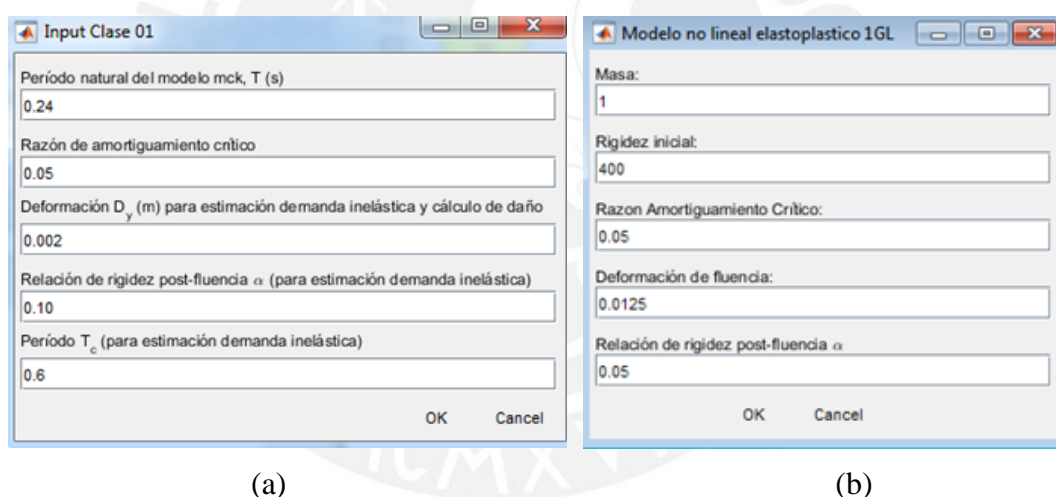


Figura 5.14. (a) Ingreso de parámetros del modelo lineal *C1mck1GL*. (b) Ingreso de parámetros del modelo lineal *C2mck1GL* en el programa PSVT

5.11. Indicadores de la acción sísmica y del daño estructural

El parámetro indicador de la intensidad sísmica es un aspecto fundamental para una adecuada construcción de curvas de fragilidad y curvas de vulnerabilidad. PSVT considera como parámetro indicador la aceleración máxima del terreno (PGA).

Considerando que los elementos estructurales y algunos componentes no estructurales son muy sensibles a los desplazamientos relativos entre diferentes niveles producidos durante los sismos. PSVT requiere como ingreso de datos el desplazamiento máximo del

techo D_{\max} como parámetro Indicador del daño estructural. Por ello en la determinación del modelo estructural para la simulación y modelo de evento sísmico se considerará los indicadores de desplazamiento máximo y el valor del PGA.

5.12. Cálculo del espectro de diseño mediante parámetros

Chávez et al (2012) efectuó una comparación de los espectros de pseudo-aceleración en diferentes países en latino América en los que se encuentra el Perú, haciendo una adaptación de los diferentes espectros consiguió una parametrización.

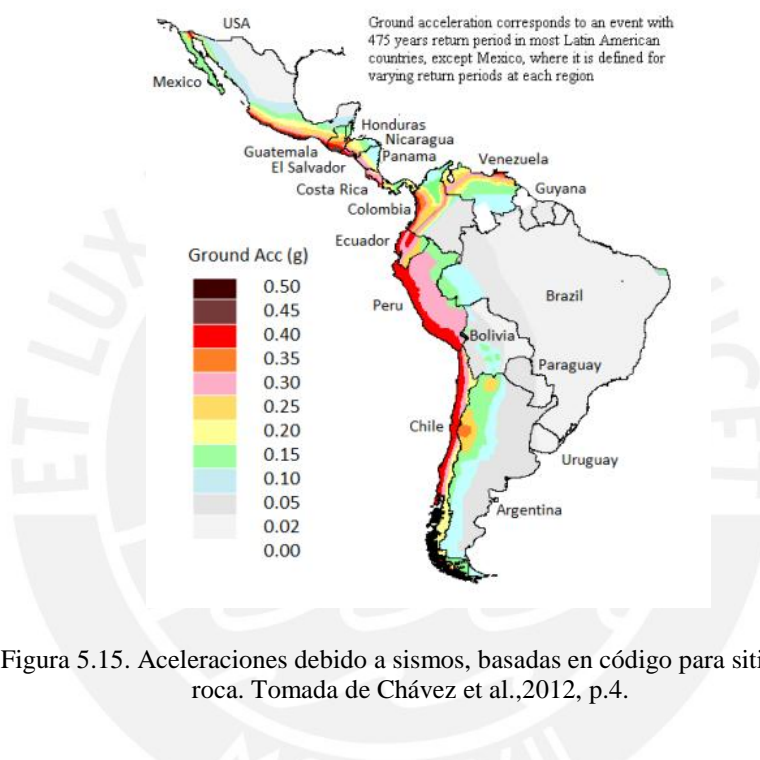


Figura 5.15. Aceleraciones debido a sismos, basadas en código para sitios de roca. Tomada de Chávez et al., 2012, p.4.

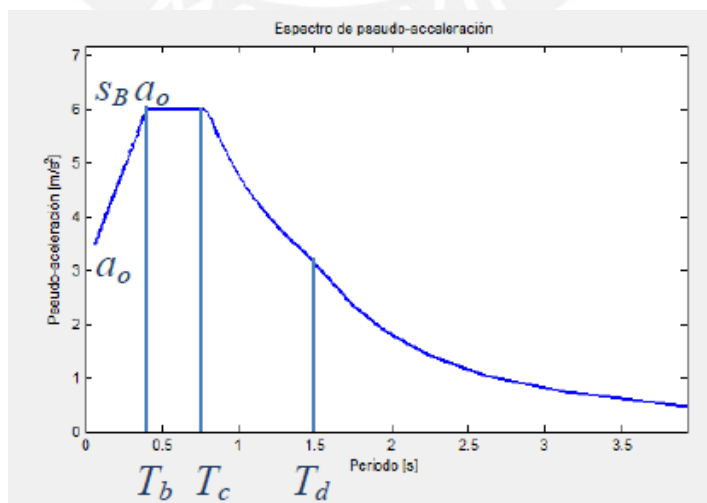


Figura 5.16. Aceleraciones debido a sismos, basadas en código para sitios de roca. Tomada de Chávez et al., 2012, p.4.

$$0 < T < T_B : S_e(T) = a_0 \cdot [1 + T(s_B - 1)/T_B] \quad \dots (Ec 5.9)$$

$$T_B < T < T_C : S_e(T) = a_0 \cdot s_B \quad \dots (Ec 5.10)$$

$$T_C < T < T_D : S_e(T) = a_0 \cdot s_B [T_C/T] \quad \dots (Ec 5.11)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_0 \cdot s_B [T_C \cdot T_D/T^2] \quad \dots (Ec 5.12)$$

El programa PSVT calcula los valores del espectro para un rango de periodo natural entre 0 y 4 segundos y muestra las correspondientes pseudo-aceleraciones y desplazamientos del espectro en las pantallas de la parte inferior de la pantalla principal. Mediante un cuadro de dialogo se puede definir los parámetros del espectro, donde a_0 (m/s^2) es la aceleración máxima de suelo (valor de pseudo-aceleración para $T=0s$), valores de periodos naturales que parametrizan el espectro y el parámetro s_B que es el cociente entre el valor la zona de pseudo-aceleración constante y el valor a_0 .

El RNE, Norma E.030 para el caso de análisis dinámico considera la siguiente ecuación:

$$S_a = ZUSC \cdot g/R \quad \dots (Ec 5.13)$$

El valor C, varía en función a rangos de periodo T_P (=Período que define la plataforma del factor C) y T_L (=Período que define el inicio de la zona del factor C)

$$T < T_P : C = 2,5 \quad \dots (Ec 5.14)$$

$$T_P < T < T_L : C = 2,5 \cdot (T_P/T) \quad \dots (Ec 5.15)$$

$$T > T_L : C = 2,5 \cdot (T_P \cdot T_L/T^2) \quad \dots (Ec 5.16)$$

Para obtener el espectro de pseudo-aceleración solo se considera los factores $R=1$, y $U=1.0$ para el caso de edificación común y $U=1.5$ para el caso de edificación esencial. También podría considerarse en el denominador los factores de la irregularidad en planta (I_P) e irregularidad en altura (I_a). Para estructuras regulares estos factores se consideran con valor 1. A continuación se relaciona las ecuaciones 5.9 al 5.12 con las ecuaciones 5.14 al 5.16, resultando las siguientes ecuaciones:

$$0 < T < T_P : S_{a(T)} = a_0 \quad \dots (Ec 5.17)$$

$$T_P < T < T_L : S_{a(T)} = a_0 (T_P/T) \quad \dots (Ec 5.18)$$

$$T > T_L : S_{a(T)} = a_0 (T_P \cdot T_L/T^2) \quad \dots (Ec 5.19)$$

$$a_0 (m/s^2) = 2.5SUZg; \quad s_B = 1; \quad T_C = T_P; \quad T_D = T_L$$

El factor de zona Z , S y los periodos T_P y T_L , se obtienen del RNE, Norma E.0.30 Tabla N°1, Tabla N°3 y Tabla N°4, respectivamente. Para la zona $Z3$, le corresponde $Z = 0.35$, para un suelo intermedio el factor de suelo es $S = 1.15$ y los periodos $T_P(s) = 0.6$ y $T_L(s) = 2.0$, con estos datos se realiza el espectro de pseudo-aceleración y espectro de desplazamiento tal como se muestra en las Figuras 5.17 y 5.18.

The dialog box 'Define ...' contains the following input fields and values:

- a_g (m/s^2): 9.87
- Parámetro T_B (s): 0.3
- Parámetro T_C (s): 0.6
- Parámetro T_D (s): 2
- s_B : 1

Buttons: OK, Cancel

Figura 5.17. Ingreso de parámetros al cuadro de diálogo para generar espectro de pseudo-aceleración y espectro de desplazamiento, los valores indicados deben variarse.

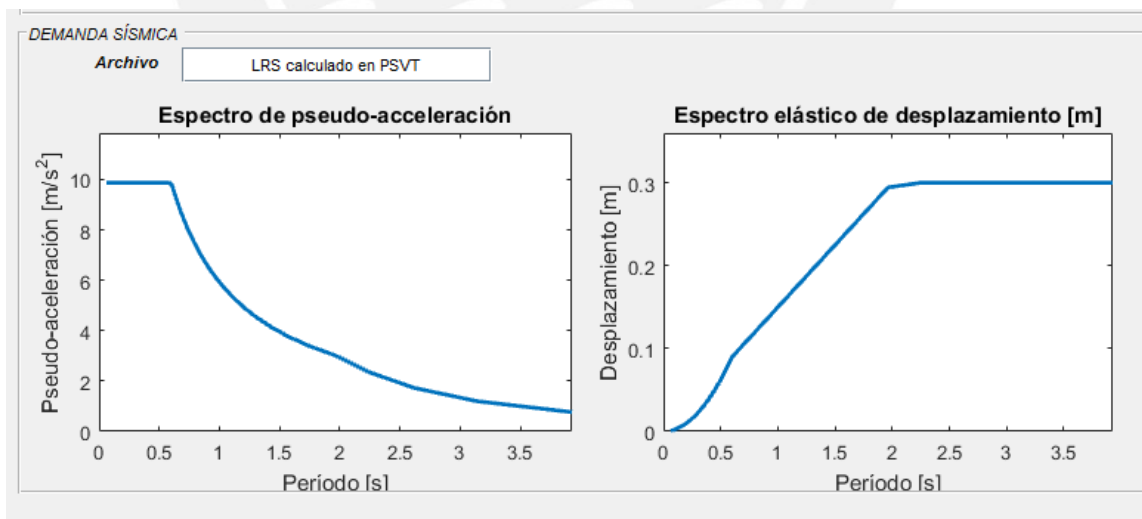


Figura 5.18. Espectro de pseudo-aceleraciones y Espectro de desplazamiento elástico

5.13. Cálculo de señales sísmicas compatibles

Del manual del PSVT realizado por Inaudi (2015), se tiene que las señales artificiales son calculadas mediante un proceso aleatorio no estacionario con un contenido de frecuencia definido, haciendo uso de la ecuación 5.20. Donde la respuesta de osciladores lineales de 1GL para un período T y amortiguamiento del 5% para el tiempo td de duración de las señales, coincida con el espectro de desplazamientos correspondiente al espectro de pseudo-aceleración definido por el usuario.

$$E[\max(|y(t; T, 0.05)|) \text{ para } 0 < t < td] + y \cdot \sigma_{\max}(|y(t; T, 0.05)|) = S_d(T, 0.05) \dots (Ec 5.20)$$

El espectro de pseudo-desplazamientos se calcula como:

$$S_d(T, 0.05) = S_a(T, 0.05) (T/(2\pi))^2 \dots (Ec 5.21)$$

El espectro de pseudo-aceleración permite definir un modelo de contenido de frecuencia para las señales sísmicas artificiales. Las señales artificiales creadas por el programa se determinan con la siguiente ecuación:

$$A_g(t) = A_m(t) \cdot A_e(t) \dots (Ec 5.22)$$

Donde $A_g(t)$ es la aceleración sísmica, $A_m(t)$ es una función de modulación de amplitud de aceleración calculada con la función propuesta por Jennings (1960).

$$A_m(t) = (t/t_2)^2 \quad ; \text{ si } t < t_1 \dots (Ec 5.23)$$

$$A_m(t) = 1 \quad ; \text{ si } t_1 < t < t_2 \dots (Ec 5.24)$$

$$A_m(t) = \exp(-\beta_5(t-t_2)) \quad ; \text{ si } t > t_2 \dots (Ec 5.25)$$

$A_e(t)$ es un proceso aleatorio estacionario gaussiano con densidad espectral de potencia a determinar mediante un proceso iterativo, tomando en cuenta el criterio de compatibilidad definido.

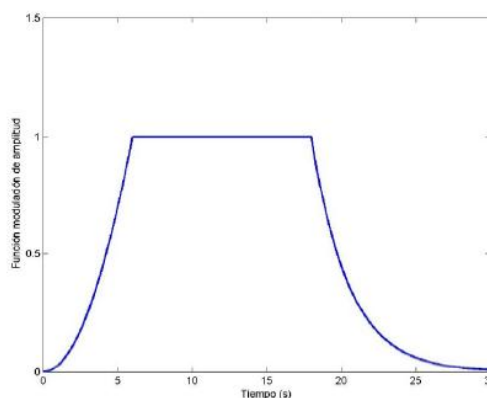


Figura 5.19. Función de modulación de amplitud para señales sísmicas artificiales para los parámetros $td = 30$ s, $t_1/td = 0.2$, $t_2/td = 0.6$ y $\beta_5 = 0.4/s$.

La Figura 5.20 muestra el ingreso de datos de los parámetros para definir las señales sintéticas. A mayor número de iteraciones de ajuste de densidad espectral de potencia (DEP) y el número de simulaciones para ajuste DEP, aumenta el tiempo de procesamiento que requiere la SMC. Se puede ver la evolución del proceso de iteración comparando el espectro de pseudo-aceleración con el proceso aleatorio para las señales sintéticas generado tal como se muestra en la Figura 5.21 (Inaudi, 2015).

The dialog box 'Parametros Sen...' contains the following fields and values:

- Duración de la señal: 30
- Numero de señales a generar: 30
- Tiempo muestreo dt: 0.02
- Función Modulación Amplitud: t_1/T_0 : 0.3
- Función Modulación Amplitud: t_2/T_0 : 0.7
- Función Modulación Amplitud: β_s : 0.4
- Factor γ para ajuste señales: 0
- Número de iteraciones ajuste DEP: 5
- Número de simulaciones para ajuste DEP: 30

Buttons: OK, Cancel

Figura 5.20. Cuadro de diálogo para definición de parámetros para generación de señales. Tomada de Inaudi, 2015, p.22.

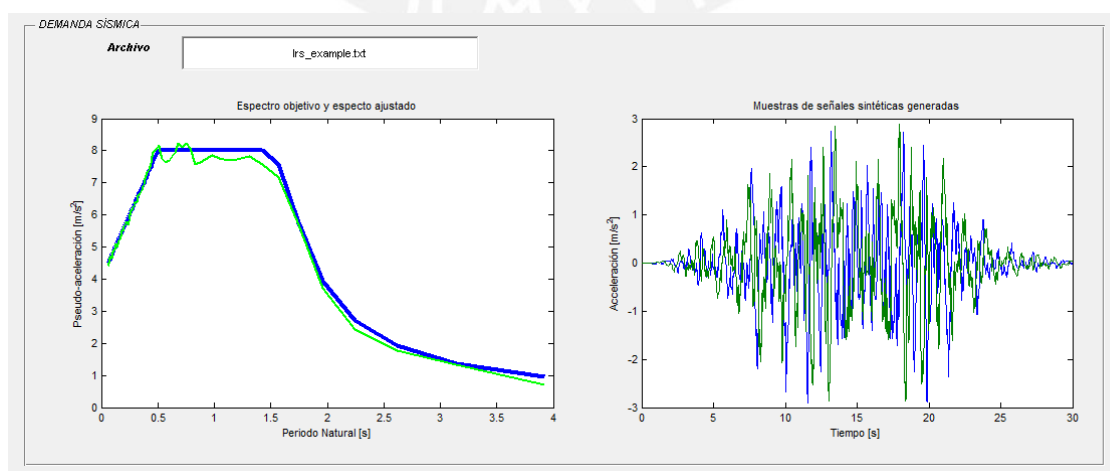


Figura 5.21. Modelo de señales sintéticas generadas. Tomada de Inaudi, 2015, p.23.

5.14. Cálculo de espectro de respuesta

El espectro de respuesta es la representación gráfica de la respuesta máxima en función del periodo natural de vibración del sistema. PSVT permite obtener los espectros de respuesta lineal de las señales sintéticas, los cuales se calculan mediante integración de la ecuación de movimiento para un rango de periodos dado y razón de amortiguamiento $\zeta = 5\%$ para las primeras 30 señales sintéticas o número de señales generados. En la Figura 5.22 podemos ver el ingreso de datos para generar el espectro de pseudo-aceleración.

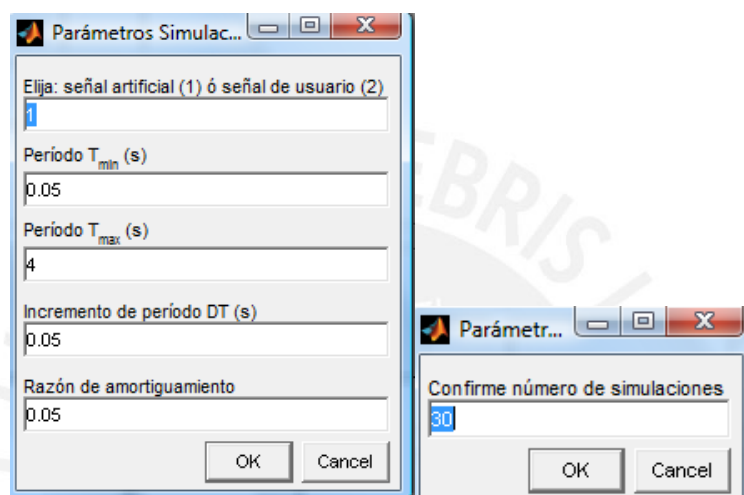


Figura 5.22. Cuadro de diálogo para selección de señales a utilizar y cantidad a utilizar para el análisis. Tomada de Inaudi, 2015, p.26.

Completado el análisis se obtiene el espectro de pseudo-aceleración tal como se muestra en la Figura 5.23.

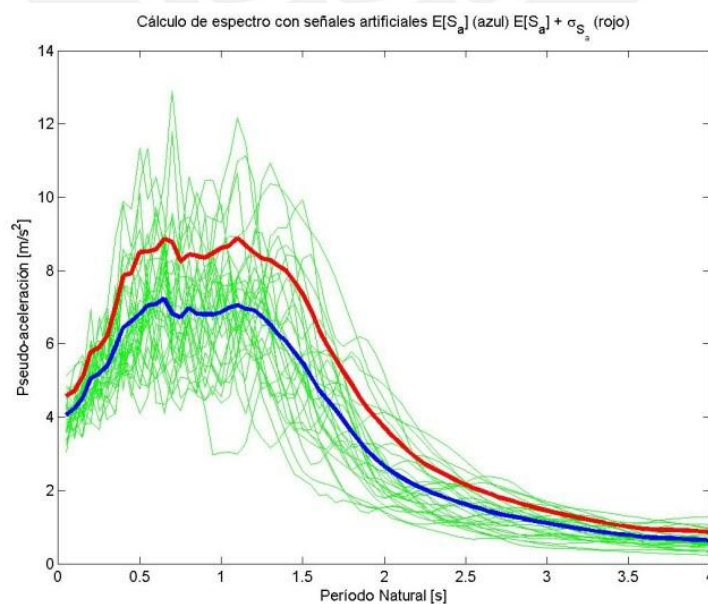


Figura 5.23. Espectros lineales de pseudo-aceleración para señales utilizadas, valor medio (color azul) y valor medio más una desviación estándar (color rojo). Tomada de Inaudi, 2015,p.26.

5.15. Definición de los estados límites de daño estructural

Para definir el daño PSVT establece los límites en relación a la deformación de fluencia (D_y), es por esta razón que los estados límites del 1 al 4 representan la fracción de D_y , que corresponde a cada intervalo para definición de nivel de daño en función de niveles de deformación. La deformación máxima del modelo no lineal D_{NL} ($=C_R \cdot D_{max}$) nos permite definir los límites de daño en función de la ductilidad μ ($=D_{NL}/D_y$) con las siguientes expresiones:

- Estado límite 1: 1
- Estado límite 2: $1+0.3(\mu-1)$
- Estado límite 3: $1+0.6(\mu-1)$
- Estado límite 4: μ

Los estados límite 1 y 4, quedan fijados por:

- $D_{NL} = D_y$; límite 1 (μ_1): $D_y/D_y = 1$
- $D_{NL} = D_{NL}$; límite 4 (μ_4): $C_R \cdot D_{max}/D_y$

Los límites 2 y 3 toman los valores ya indicados, pero podrían tomar cualquier valor entre los límites 1 y 4 a juicio del especialista.

Figura 5.24. Cuadro de diálogo para definición de estados límite de daño estructural

5.16. Definición de componentes no estructurales

La Figura 5.25a muestra la definición del modelo de daño no estructural seguido por la cantidad de componentes del daño no estructurales a considerar, posterior a ello se activa otro cuadro de dialogo mostrada en la Figura 5.25b donde se define el nombre de cada componente no estructural con su participación en el costo total de la edificación.

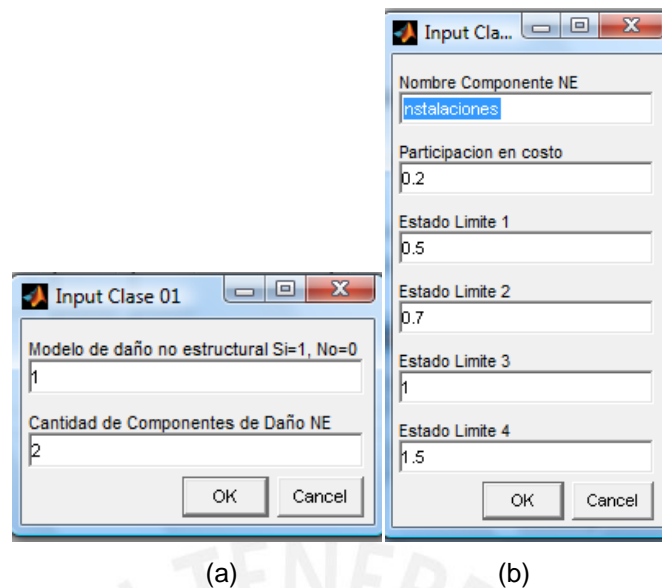


Figura 5.25. (a) Cuadro de diálogo para definición de componentes no estructurales, (b) Cuadro de diálogo para definición de parámetros de componentes no estructurales. Tomada de Inaudi, 2015, p.40.

Siguiendo con la descripción de la Figura 5.25b, se puede considerar por ejemplo que la participación en el costo de componente no estructural (instalaciones) es del 20% y su daño inicia (limite 1) cuando las deformaciones del modelo estructural alcanzan un 50% de D_y , y el daño total (limite 4) cuando alcanza el 150% de D_y . Para nuestro análisis se consideró tomar los estados límites de daño no estructural (DNE) como el 50% de los valores de límite de daño estructural (DE).

5.17. Cálculo de daño estructural y no estructural

La variable que controla el daño estructural y no estructural es la demanda de la ductilidad de la estructura, las fronteras de estados límites de cada componente definidas independientes de las correspondientes al modelo estructural permite la consideración de vulnerabilidades de componentes no estructurales.

La función de daño estructural utilizada en este modelo se basa en la demanda de ductilidad μ :

Si $\mu < LS(1)$ Daño = 0
 Si $\mu < LS(4)$ Daño = $(\mu - LS(1)) / (LS(4) - LS(1))$
 Si $\mu > LS(4)$ Daño = 1

Si $\mu < LS_{NE}(1)$ Daño_{NE} = 0
 Si $\mu < LS_{NE}(4)$ Daño_{NE} = $(\mu - LS_{NE}(1)) / (LS_{NE}(4) - LS_{NE}(1))$
 Si $\mu > LS_{NE}(4)$ Daño_{NE} = 1

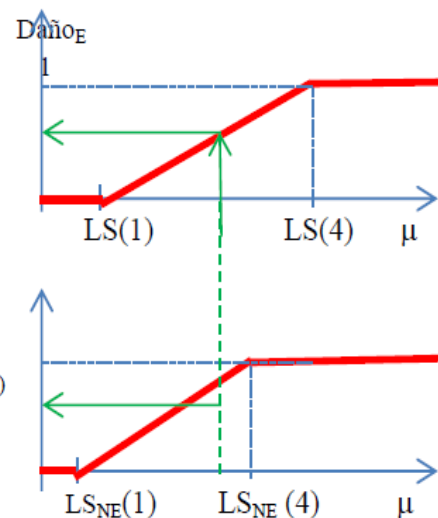


Figura 5.26. Definición de función de daño estructural (DE) y no estructural (DNE). Tomada de Inaudi, 2015. p.41.

5.18. Cálculo del costo de daño estructural y no estructural

La evaluación del costo del daño estructural y no estructural, se obtiene al ponderar el daño por el factor de participación del costo no estructural (FPCNET) y el daño no estructural de cada componente mediante la ponderación del mismo por el factor de participación del costo estructural (FPCE = 1- FPCNET). Los factores de ponderación de daño estructural y no estructural son utilizados en el cálculo de las funciones de vulnerabilidad en la SMC.

5.19. Funciones de vulnerabilidad

Una vez definido el conjunto de señales de aceleración sísmica y haber definido uno más modelos estructurales se procede a efectuar la SMC. Es necesario previamente definir los siguientes parámetros:

- Número de señales para SMC: Número de señales a utilizarse en la simulación Montecarlo menor o igual a la cantidad de señales generadas
- PGA_{min} (m/s^2): valor mínimo de aceleración máxima de señales considerado para la evaluación de curvas de vulnerabilidad mediante SMC
- PGA_{max} (m/s^2): valor máximo de aceleración máxima de señales a considerar para la evaluación de curvas de vulnerabilidad mediante SMC
- ΔPGA (m/s^2): Incremento de PGA a considerar para la evaluación de curvas de vulnerabilidad

- Ángulo Aceleración (rad): no se utiliza para el caso de modelos de un grado de libertad.

La Figura 5.27a nos muestra el cuadro de dialogo donde se tendrá que considerar el número de señales para la SMC, el valor mínimo y máximo del PGA, los incrementos de valores PGA y el ángulo de aceleración. En el proceso de simulación, las señales son escaladas con el criterio de valor pico de aceleración (PGA) en el rango de valores indicado por los parámetros definidos en esta ventana.

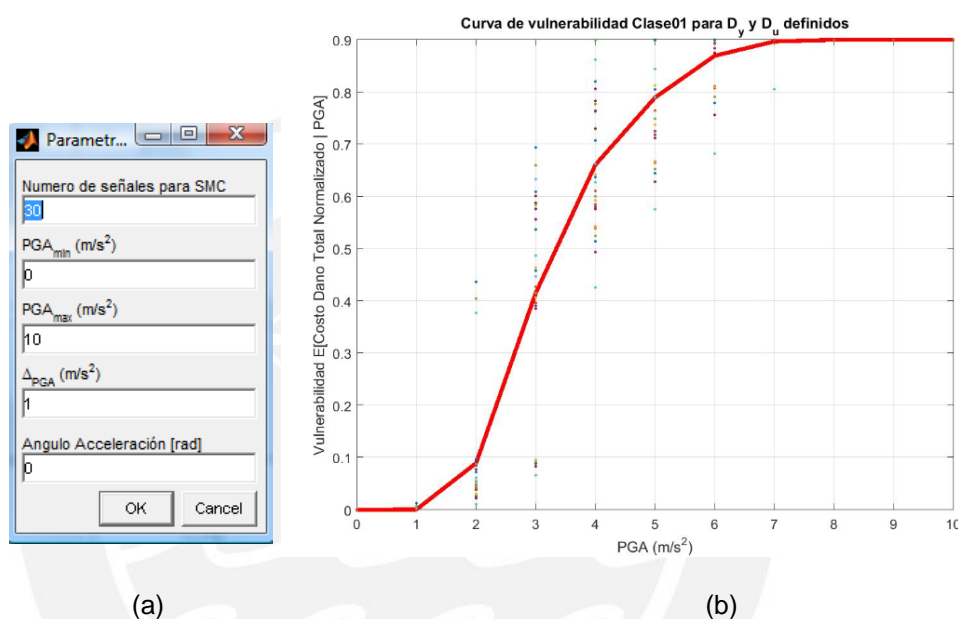


Figura 5.27. (a) Parámetros para la SMC. (b) Curva de vulnerabilidad generada

El programa muestra las Figuras disponibles, entre ellas podemos ver la curva de vulnerabilidad mostrada en la Figura 5.27b de la SMC del modelo clase 01 con el valor esperado del costo del daño medio como función de PGA.

5.20. Validez de Resultados

Stone (2015) realiza un informe sobre la aplicación del PSVT comparando desde el punto de funcionabilidad, usabilidad y validez. Respecto a la validez, comparó un estudio práctico realizado por Rota et al (2010) con los resultados del PSVT y otras metodologías simplificadas (SP-BeLA, FaMIVE). Los resultados del PSVT coinciden bastante bien con los estados de daño leve y moderado; y difieren significativamente para los estados de daño severo y completo, en particular para intensidades de terremoto más altas. Debido a que estimar el comportamiento post-rendimiento de edificios es más difícil simplificar obteniendo respuestas menos precisas que las otras metodologías.

6. CARACTERIZACIÓN DE LAS EDIFICACIONES

6.1. Introducción

Podemos denominar edificación a cualquier construcción con materiales resistentes y que está destinada a servir de espacio para el desarrollo de una actividad humana. En el Perú, el RNE clasifica a las edificaciones según la importancia como de uso común (viviendas, oficinas) de uso importante (centros comerciales, coliseos) y de uso esencial (centros educativos, hospitales, estación de policías, estaciones de bomberos, etc.).

Ante la ocurrencia de un evento sísmico la energía sísmica es transmitida por el suelo a la construcción y esta reacciona por inercia, generando en las edificaciones deformaciones, u otra forma de trabajo interno que disipa la energía recibida.

Las experiencias de sismos fuertes ocurridos en el país han puesto de manifiesto el alto grado de vulnerabilidad de las edificaciones de vivienda que incluso han colapsado, siendo por ello necesario evaluar la vulnerabilidad de las edificaciones de vivienda de tipologías frecuentes para determinar su desempeño ante sismo y construir funciones de vulnerabilidad para estimar probabilísticamente los daños en los componentes estructurales y no estructurales. Esto servirá posteriormente como una herramienta a consultar para tomar las decisiones en caso se requiera efectuar los reforzamientos estructurales.

Existen diferentes tipos de edificaciones destinados al uso de vivienda en la ciudad de Huancayo, construidos en los periodos 1980 al 2010 distribuidos en lotes de 120m² a 160m², de uno y dos pisos, siendo en su mayoría los de dos pisos. A partir del año 2010 en adelante se inició la expansión urbana en la ciudad en la parte Este y Oeste de la ciudad, donde las inmobiliarias construyeron edificaciones residenciales o condominios de vivienda de uno y dos pisos. A este tipo de viviendas formales es la que objeto de nuestro estudio por tener una tipología conocida.

Otro grupo importante que amerita la evaluación de la vulnerabilidad es la infraestructura educativa. En la ciudad de Huancayo existen edificaciones que fueron construidas hace ya más de 30 años, que requieren una adecuada evaluación. Sin embargo, la dificultad para obtener los planos de construcción, implicaría efectuar evaluaciones y ensayos que escapan al objetivo de esta tesis. Los gobiernos locales vienen efectuando construcciones y/o reemplazos de las infraestructuras existentes, siendo una de ellas el colegio emblemático Santa Isabel de Huancayo, del cual se tiene la información necesaria para

su evaluación. Se ha seleccionado un bloque típico para el análisis y obtención de la función de vulnerabilidad.

6.2. Principales características de las edificaciones según uso

A continuación, se presentan algunas características de este tipo de edificaciones tales como las horas de mayor permanencia, su distribución en planta y otros que justifican su la evaluación de vulnerabilidad ante sismo.

6.2.1. Número de ocupantes según uso y horario

La mayor cantidad de horas que pasa una persona en su vivienda está dada por las actividades que realiza. Por lo general en los días hábiles (lunes a viernes) donde las actividades principales como el estudio y trabajo hacen que las personas se encuentren en las viviendas en horas de la tarde y por la noche.

Para el caso de las edificaciones destinadas al uso educativo, tienen mayor uso desde las horas 07:30 a.m hasta las 03:00 p.m, donde se presenta un número importante de personas por cada metro cuadrado de área construida.

Según estudios realizados por el Consejo De Tecnología (ATC) por sus siglas en inglés, en el reporte ATC-13-1985, la densidad media de ocupantes por cada 100 m² de cada edificación en dos horarios diferentes 03:00 p.m y 03:00 a.m, muestra que ante un escenario de sismo producido en la madrugada los ocupantes de las edificaciones residenciales estarán más expuestos, y para el caso de edificaciones de uso educativo estarán más expuestos desde las horas 07:30 a.m hasta las 03:00 p.m.

Tabla 6.1. Cantidad de personas según uso de la edificación

Descripción uso de la edificación	Número de personas/100m ²	
	03:00 p.m.	03:00 a.m.
Residencial	1.2	3.1
Educación	20	0.5
Gubernamental	4	-----
Servicios Emergencia (Bombero, Policía)	3	-----
Hospital	5	2

Nota: Adaptada de S. Safina, 2002. p.27.

6.3. Aspecto Normativo

6.3.1. Filosofía de diseño

La filosofía del RNE en la Norma E.0.30 Diseño sismorresistente es la de resguardar la seguridad de las vidas humanas, siendo esta consideración más importante en el diseño de una edificación, por lo que se exige cumplir los siguientes lineamientos:

- Para sismos leves la edificación deberá resistir sin daño (suelo, cimientos, superestructura y componentes no estructurales) deberían permanecer sin daño alguno; es decir, en el rango elástico.
- Para sismos moderados la edificación no sufrirá daño estructural de importancia, pudiendo existir daños en elementos no estructurales, pero sin interrumpir su funcionamiento u operación.
- Para el caso de sismo fuerte no deberán presentarse en la edificación fallas graves del sistema estructural, manteniendo la seguridad de vida de los ocupantes.

6.3.2. Factor de importancia

Para incrementar los márgenes de seguridad asociado al daño de las edificaciones, el RNE exige la aplicación de un factor, que depende de la importancia, uso, riesgo de fallo y categoría de ocupación de la edificación. El RNE, Norma E.030 establece dicho factor como 1.0 para el caso de edificaciones comunes y 1.5 para el caso de edificaciones esenciales, es decir incrementando la acción sísmica hasta un 50%.

La aplicación del factor de importancia puede interpretarse como una reducción de la probabilidad de excedencia del sismo de diseño en un periodo de tiempo considerado como vida útil media de la edificación y dicha reducción tiende a ser más pronunciada en zonas de menor riesgo sísmico.

6.3.3. Deriva de entrepiso

Para controlar los desplazamientos, el RNE, Norma E.030 fija controles como una medida para prevenir y/o acortar los daños en los elementos no estructurales. A mayor desplazamiento lateral se pone en riesgo la seguridad, debido al daño que pueden inducir sobre los elementos no estructurales, sobre todo si estos no están debidamente arriostrados a la estructura y son susceptibles de sufrir daños por deformaciones excesivas de la misma.

Partiendo de la premisa de que el daño está asociado al valor de desplazamiento relativo inelástico de un nivel con respecto al nivel inmediatamente anterior, conocido como deriva de entrepiso, se establecen como estrategia de control la limitación de la deriva normalizada. Para el caso de estructuras de concreto armado la deriva máxima es de 0.7% y para estructuras con albañilería confinada la deriva debe ser menor a 0.5%.

6.3.4. Reducción de fuerzas por ductilidad

Las estrategias de diseño sísmicos deben considerar la reducción de la fuerza debido al comportamiento inelástico solamente en relación con la deformación máxima alcanzada en cualquier instante del sismo o la máxima energía disipada en un ciclo, sin atender a su duración, hace que se dejen de lado factores tan importantes como los asociados a la fatiga progresiva de los materiales, la degradación de la rigidez, la disminución de la resistencia y el aumento progresivo de las deformaciones, así como otros menos previsibles como el nivel de degradación acumulado entre sismos sucesivos.

6.3.5. Protección de componentes no estructurales

Es necesario proteger los componentes no estructurales de una edificación sometida a movimientos sísmicos. Son considerados componentes no estructurales los equipos mecánicos y eléctricos, los elementos arquitectónicos, el propio contenido de la edificación y todos aquellos elementos que no forman parte del sistema estructural.

Considerando el costo de reposición de los componentes no estructurales dañados, la seguridad de los ocupantes de la edificación y transeúntes, la pérdida que implica la suspensión de la función de algún componente, la reducción de la capacidad de prestar el servicio, es cuando recién se comprende sobre la importancia de considerar el adecuado diseño sísmico de estos elementos.

6.4. Costo de edificación

Una forma para estimar los costos de construcción de una edificación es el costo unitario por metro cuadrado obtenido de las inmobiliarias. También es posible estimar a partir del cuadro de valores unitarios que publica cada año el Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento (MVCS), estos valores unitarios arancelarios (V_{UA}) deben convertirse a valores comerciales ($V_{UC} = V_{UA} \cdot 1.18 / F_o$) dividiendo el V_{UA} entre el factor de oficialización (F_o) y multiplicando por el factor 1.18 que considera el 18% de Impuesto.

De esta forma se tiene que el valor unitario comercial de una vivienda es en promedio 350 USD/m² considerando un acabado intermedio. El valor unitario comercial de una edificación destinada a colegio de dos pisos en promedio es 550 USD/m². Para efectos de la evaluación de la vulnerabilidad sísmica, se considerará el costo total de la edificación como el 100% por lo que se le asignará un valor 1 considerado el componente estructural y no estructural.

6.5. Costos de reparación

Estimar el costo de reparación de una estructura es menos preciso que el estimado de construcción nueva. Esto es debido a que al reparar existen factores que no conocemos con certeza que afectan el costo. Botero y Lluch (2005) realizaron el estudio para estimar el costo de reconstrucción de edificios en Puerto Rico causados por terremotos y huracanes tomando como base la publicación Repair and Remodeling Estimating Methods (RREM, 2002) que toma siete consideraciones para obtener el factor de reparación (mano de obra y materiales):

1. El reparar una estructura que sufrió daños puede conllevar el tener que cortar y remendar, lo que resulta más caro que el construir la propiedad inicialmente.
2. La protección de las áreas adyacentes al proyecto contra el polvo y el ruido cuando la estructura está parcialmente ocupada.
3. El equipo de construcción utilizado en la reconstrucción usualmente es de menor capacidad y menor productividad que el equipo utilizado en la construcción original. Esto es debido a las limitaciones físicas en los proyectos de reconstrucción.
4. Las limitaciones de acceso y limitaciones en el espacio de almacenamiento también pueden resultar en costos mayores en proyectos de reconstrucción.
5. El contratista de proyectos de reconstrucción pueden tener que proteger áreas adyacentes o trabajo terminado para evitar daños durante la construcción en curso. También es posible que sea necesario proteger el trabajo terminado para prevenir el hurto y el vandalismo.
6. Cuando se reconstruye en ocasiones hay que apuntalar y apoyar partes de la estructura mientras se están ejecutando los cambios estructurales.

7. En ocasiones el trabajo debe ser hecho trabajando tiempo extra, lo que conlleva un costo mayor y una productividad menor de las brigadas. En otras ocasiones hay que utilizar turnos de trabajo diferentes al normal.

Adicionalmente al factor de reparación, considera los factores de demolición, honorarios profesionales, el aumento del precio de los materiales y mano de obra luego de un desastre natural. Llega a estimar el factor de reparación $Fr = 1.89$. Podemos indicar que el costo de reparación es casi el 90% mayor al de una construcción nueva.

Safina (2002) presenta la Tabla 6.2, que resume los estudios del ATC -13,1985, donde estiman los costos de reposición de daños debidos a sismo, en base a los costos medios por metro cuadrado de construcción existente en California. Si comparamos los valores de construcción estimados para la vivienda (350 USD/m²) y para la edificación esencial (550 USD/m²) el factor de reparación sería $Fr = 1.5$ en promedio.

Tabla 6.2 Costo estimado de reposición de daños

Tipo de Edificación	USD/m ²
Residencial	500-600
Educación	600-850
Hospital	900-1000

Nota: Adaptada de S. Safina, 2002.p.29

Para estimar el valor de reparación utilizaremos la siguiente ecuación:

$$V_r = \%V \cdot A_c \cdot C_r \quad \dots (Ec 6.1)$$

Donde V_r es el valor de reparación, $\%V$ es el porcentaje de vulnerabilidad, A_c es el área de construcción total y C_r es el costo de reparación por metro cuadrado.

Para nuestro estudio se consideró el factor de reparación (Fr) igual a 1.5 que aproxima los valores a lo indicado en la Tabla 6.2. Si consideramos que una edificación cualquiera, presenta una vulnerabilidad del 30% para un escenario sísmico con valor de PGA de 3m/s², y el área de construcción es 150m², además que el costo de reparación (C_r) es 525 USD/m² ($C_r = V_{UC} \cdot Fr$), tenemos un valor de reparación de 23 625 USD. El costo por metro cuadrado de reparación siempre será mayor al valor de construcción, de allí la importancia de reducir la vulnerabilidad en las edificaciones.

6.6. Daño estructural y no estructural

La variable que controla el daño estructural y no estructural es la demanda de la ductilidad de la estructura, las fronteras de estados límites de cada componente definidas independientes de las correspondientes al modelo estructural permite la consideración de vulnerabilidades de componentes no estructurales.

6.7. Cálculo del costo de daño estructural y no estructural

La evaluación del costo del daño estructural y no estructural, se obtiene al ponderar el daño por el factor de participación del costo no estructural (FPCNET) y el daño no estructural de cada componente mediante la ponderación del mismo por el factor de participación del costo estructural (FPCE).

$$FPCE = 1 - FPCNET \quad \dots(Ec 6.2)$$

Los factores de ponderación de daño estructural y no estructural son utilizados en el cálculo de las funciones de vulnerabilidad en la SMC.

6.8. Edificación seleccionada

La metodología mostrada permite realizar la evaluación de la ductilidad de la estructura en etapa de diseño. También permite evaluar edificaciones existentes. Sin embargo, para un adecuado análisis en base a las propiedades mecánicas de los materiales es necesario contar con los planos de diseño y construcción, este es un factor que limita la evaluación de las edificaciones informales donde para conocer las propiedades de los materiales empleados en su construcción se requieren de ensayos previos, o en algunos caso se debe asumir algunos factores incrementando aún más la incertidumbre.

Para mostrar el procedimiento se ha seleccionado una edificación destinada a vivienda y otra edificación destinada al uso educativo (aulas). Ambas edificaciones son clasificadas como formales por haber pasado las evaluaciones respectivas para su construcción.

6.9. Edificación común (vivienda)

Se ha seleccionado una edificación típica construidas en urbanizaciones o condominios, para este caso en particular se ha escogido una vivienda unifamiliar ubicada en la urbanización Del Parque-Etapa II, Huancayo, en la Región Junín. La construcción fue realizada en el año 2017 contando con la información necesaria que permita obtener funciones de vulnerabilidad según la metodología planteada. La edificación es de 02 pisos

con sistema estructural de albañilería confinada en los lados colindantes y pórticos de concreto armado para los ejes paralelos a la fachada, cuyas dimensiones de demás características geométricas y mecánicas se describen seguidamente.

6.9.1. Características mecánicas del concreto y acero

Están definidos en los planos

Materiales

- Concreto: $f'_c = 20.59 \text{ MPa}$
- Acero grado 60: $f_y = 411.88 \text{ MPa}$
- Albañilería: $f'_m = 2.94 \text{ MPa}$
- Estribos con varillas corrugadas $\varnothing 3/8''$
- Refuerzo longitudinal con varillas corrugadas $\varnothing 3/8''$, $\varnothing 1/2''$ y $\varnothing 5/8''$
- Ladrillo k.k artesanal: $0.09 \times 0.13 \times 0.24 \text{ m}$

Secciones de los elementos estructurales

- Columnas tipo 1: $0.30 \times 0.30 \text{ m}$
- Columnas tipo 2: $0.30 \times 0.30 \text{ m}$
- Vigas V1: $0.25 \times 0.50 \text{ m}$
- Vigas V2: $0.30 \times 0.20 \text{ m}$
- Losa aligerada: $H = 0.20 \text{ m}$
- Ladrillo para techo: $0.30 \times 0.20 \times 0.15 \text{ m}$

Aspecto Sísmico

- Norma E030 Diseño sismorresistente (2016)
- Norma E070 Albañilería (2006)

Para el modelo de cálculo los elementos estructurales siguen un comportamiento elastoplástico en la que no se tiene en cuenta el endurecimiento ni ablandamiento. En la Figura 6.1 se muestra la planta, elevación y detalle de armado de refuerzo.

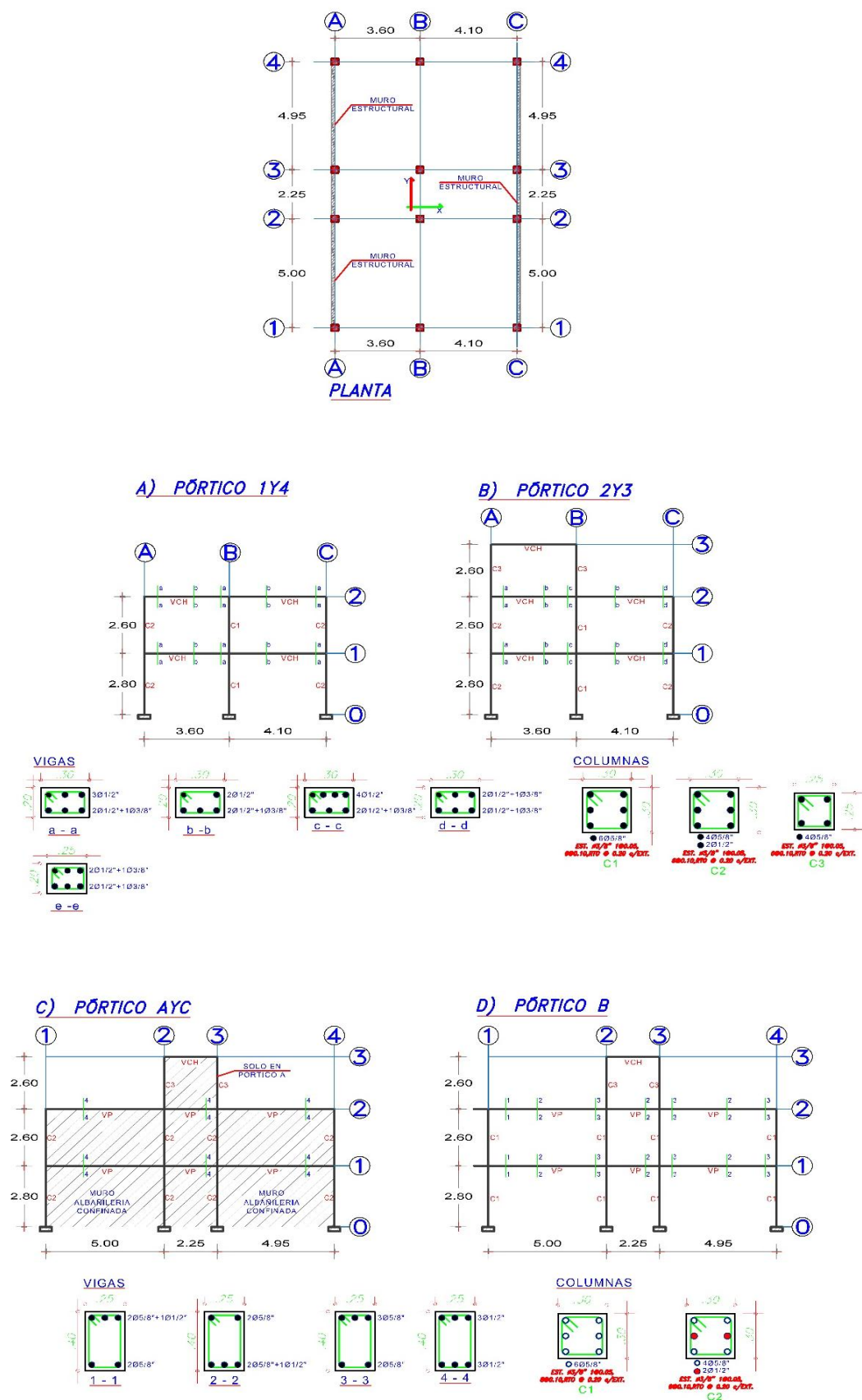


Figura 6.1. Estructura de la vivienda seleccionada para el estudio

6.9.3. Determinación de fuerza de fluencia (V_y) y Desplazamiento (D_y)

Siguiendo el procedimiento explicado en el apartado 5.9, se realizó un modelo sin daño de la estructura, analizado bajo la acción de cargas verticales y el análisis modal espectral con la demanda sísmica completa con 5% de amortiguamiento viscoso, este valor es aceptado para edificaciones de concreto armado. Nuestro análisis se ha centrado en la dirección con menor rigidez y está conformado por pórticos.

A. Demanda sísmica

El espectro de pseudo-aceleración (elástico) y espectro de desplazamiento realizado en base a lo establecido en el RNE E.030 es el que se muestra en la Figura 6.2.

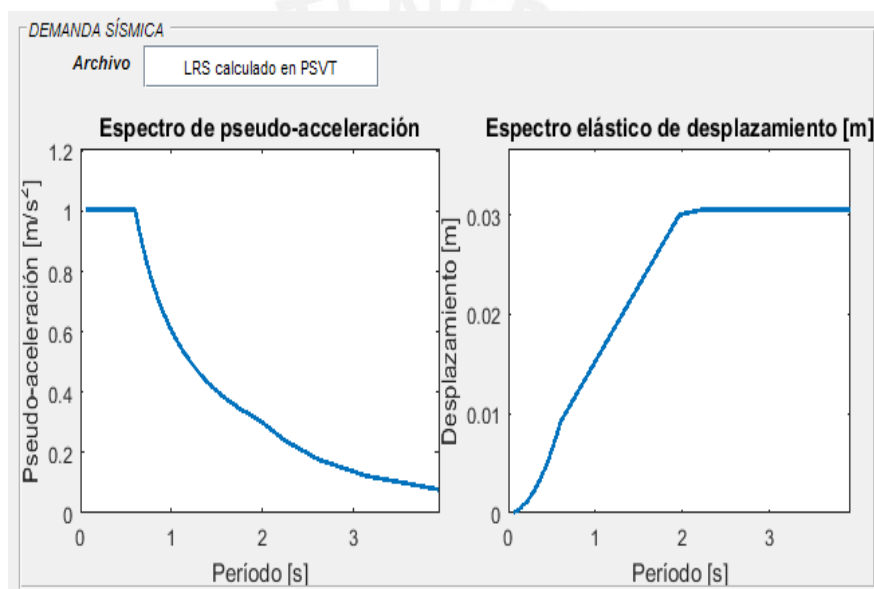


Figura 6.2. Espectro de pseudo-aceleración y de desplazamiento en función de la gravedad

- $0 < T < T_p$: $S_{a(T)} = a_0$
- $T_p < T < T_L$: $S_{a(T)} = a_0 \cdot (T_p/T)$
- $T > T_L$: $S_{a(T)} = a_0 \cdot (T_p \cdot T_L / T^2)$

Donde:

$$a_0 \text{ (m/s}^2\text{)} = 2.5SUZg; SB = 1; T_C = T_P; T_D = T_L \text{ y Zona sísmica Z3, } Z = 0.35$$

Uso de la edificación: Esencial, le corresponde $U=1.0$, y para un tipo de suelo considerado intermedio (S2) tenemos los parámetros siguientes: $S=1.15$, $g=1.0$, $T_B=0s$, $T_P=0.6s$, $T_L=2.0s$, $a_0=1.0063$. Con los coeficientes determinados se ha calculado el espectro de pseudo-aceleración y de desplazamiento, tal como se muestra en la figura siguiente.

B. Análisis modal espectral

Se ha realizado el análisis modal espectral, encontrando que el segundo modo de vibración corresponde al desplazamiento en la dirección xx que es de nuestro interés, tenemos el periodo $T = 0.313$ s

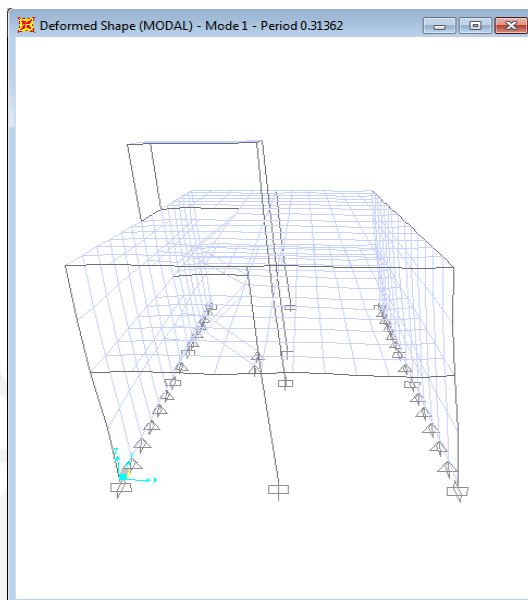


Figura 6.3. Muestra el primer modo de vibración con $T=0.313$ s. Obtenido con SAP2000

C. Fuerza Cortante de fluencia (V_y) y desplazamiento de fluencia (D_y)

Es necesario tener en cuenta la Figura 5.9, ya que permite ubicar las deformaciones y las fuerzas de un sistema elastoplástico con las nomenclaturas ya definidas.

Del análisis lineal modal espectral para el periodo $T=0.313$ s,

- Cortante máximo $V_0 = f_0 = 1634.96$ kN
- Desplazamiento $D_0 = u_0 = 0.0292$ m.

El factor de escala de la intensidad de la demanda sísmica Sf_1 , se ha calculado en 0.31

- $V_y = V_0 \cdot Sf_1 = 506.846$ kN
- $D_y = D_0 \cdot Sf_1 = 0.0091$ m

Los valores obtenidos de V_y y D_y son los datos buscados para efectuar el cálculo de curva de vulnerabilidad para los modelos *C1mck 1GL* y *C2mckFy 1GL* ya explicados.

D. Rigidez del sistema (K)

Para efectuar el análisis con el modelo histérico con comportamiento elastoplástico ($C2mckFy IGL$), es necesario como datos la masa m y la rigidez K . Se considerara una masa unitaria $m = 1$ kg, la rigidez se calculó con la formula $K = (2\pi/T)^2 \cdot m$, reemplazando para un periodo $T = 0.313$ s, obtenemos la rigidez $K \approx 400$ N/m.

E. Estados límites de daño

Los estados límites de daño, se calculó para la ductilidad μ igual a 3.5, con la siguiente expresión:

- Estado limite 1: $1 = 1$
- Estado limite 2: $1 + 0.3(\mu - 1) = 1.75$
- Estado limite 3: $1 + 0.6(\mu - 1) = 2.5$
- Estado limite 4: $\mu = 3.5$

Para es el estado límite de daño Estructural se consideró el 100% de los valores calculados y para el estado límite de daño No Estructural se consideró el 50% de los valores indicados.

F. Costo de daño estructural y no estructural

Se considera un modelo con dos componentes no estructurales tabiquería e instalaciones, con factores de participación de costo de 0.05 y 0.15 respectivamente. El factor de participación del costo estructural FPCE es 0.80. Estos factores de ponderación de daño son utilizados en el cálculo de las funciones de vulnerabilidad en la SMC.

6.10. Edificación esencial (Aulas)

La edificación analizada es parte de un proyecto integral correspondiente al Colegio Emblemático Santa Isabel de Huancayo, esta edificación es de reciente construcción (2017), por lo que se cuenta con los planos necesarios para su evaluación.

El proyecto integral está conformado por tres áreas definidas siendo zona primaria, zona secundaria y zona deportiva, los bloques destinados a aulas son módulos típicos con la diferencia que para el nivel primario es de dos pisos y para secundaria es de tres pisos, tal como se parecía en la Figura 6.4. En la zona nivel primaria, existe cuatro bloques (A, B, C y D) los bloques B y C son de características similares y para el edificio por analizar,

se ha escogido el bloque B1 que es el bloque de dos aulas por piso que dan a un corredor central.

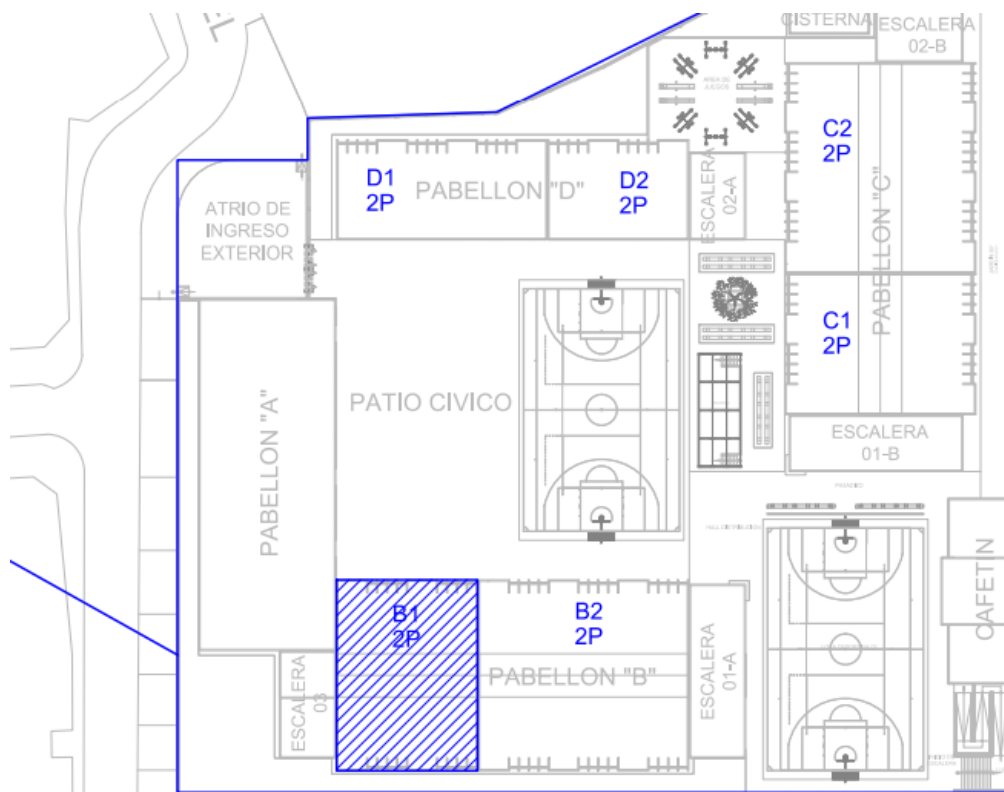


Figura 6.4. Ubicación del Bloque B1 dentro de zona primaria

6.10.1. Características mecánicas del concreto y acero

Están definidos en los planos.

Materiales

- Concreto: $f'_c = 20.59 \text{ MPa}$
- Acero grado 60: $f_y = 411.88 \text{ MPa}$
- Albañilería: $f'_m = 6.37 \text{ MPa}$
- Estribos con varillas corrugadas $\varnothing 3/8''$
- Refuerzo con varillas corrugadas $\varnothing 1/2''$, $\varnothing 5/8''$, $\varnothing 3/4''$ y $\varnothing 1''$
- Ladrillo k.k industrial: $0.09 \times 0.13 \times 0.24 \text{ m}$

Secciones de los elementos estructurales

- Columnas tipo 1: $0.30 \times 0.80 \text{ m}$
- Placa tipo 1: $0.30 \times 1.20 \text{ m}$
- Vigas V1: $0.30 \times 0.70 \text{ m}$

- Vigas V2: 0.30x0.70 m
- Losa aligerada: H= 0.25 m
- Ladrillo para techo: 0.30x0.30x0.20 m

Aspecto Sísmico

- Norma E030 Diseño sismorresistente (2003)
- Norma E070 Albañilería (2006)

Para el modelo de cálculo los elementos estructurales siguen un comportamiento elastoplástico en la que no se tiene en cuenta el endurecimiento ni ablandamiento. Las Figuras 6.5 y 6.6 muestran la planta, elevación y detalle de armado de refuerzo respectivamente.

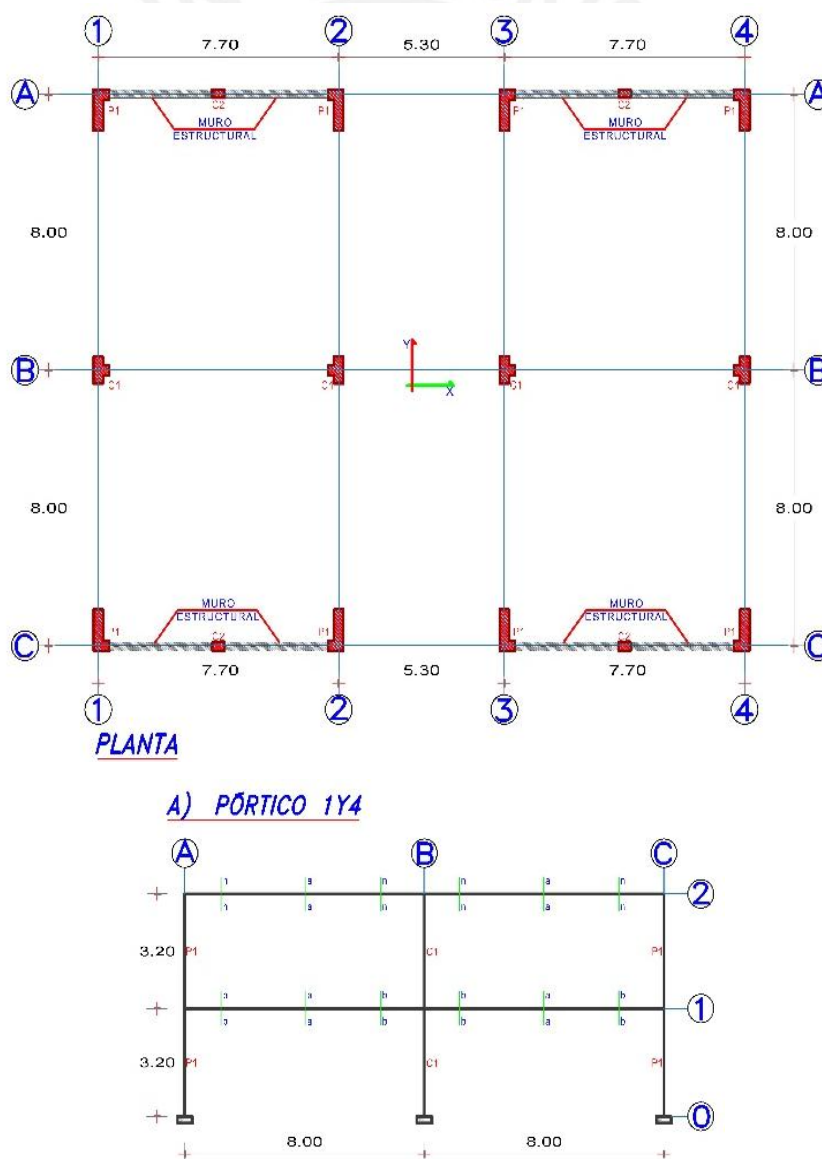
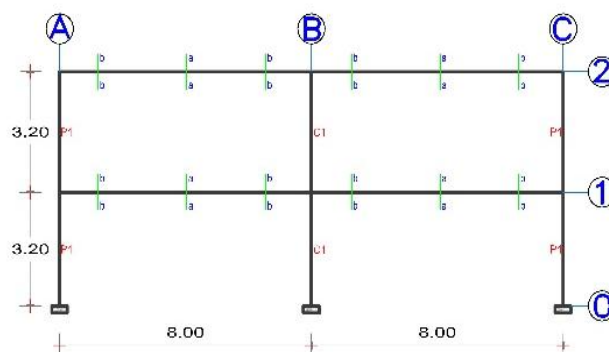
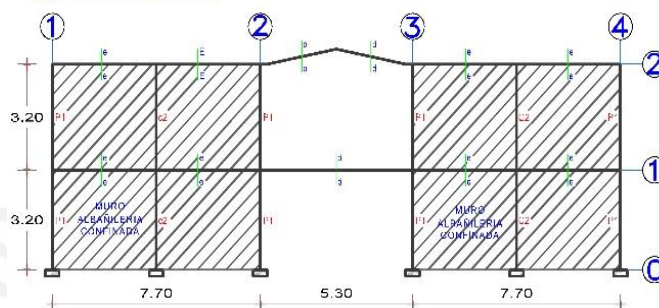


Figura 6.5. Estructura del Bloque seleccionado, planta y elevación del pórtico 1 y 4.

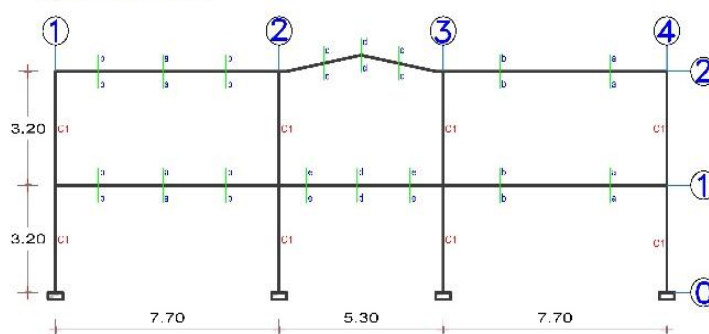
B) PÓRTICO 2Y3



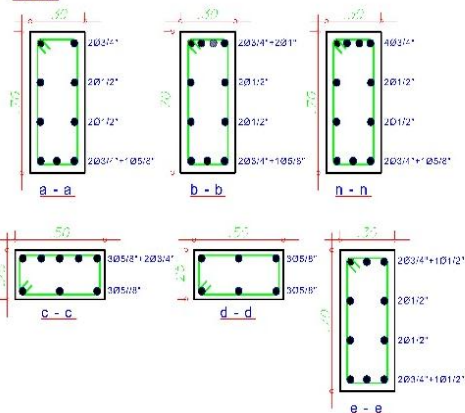
C) PÓRTICO AYC



D) PÓRTICO B



VIGAS



COLUMNAS

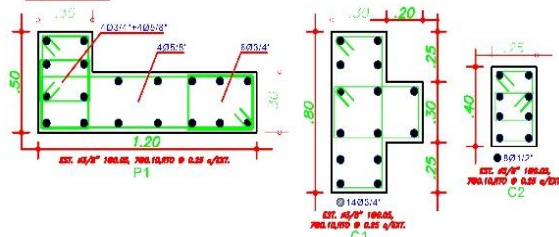


Figura 6.6. Estructura del Bloque seleccionado, elevación del pórtico 2 y 3, B, A y C, secciones de columnas y vigas.

6.10.2. Momentos de fluencia (M_y) y Momentos últimos (M_n)

En las Tablas 6.5 y 6.6, se muestra los valores de momento de fluencia M_y , y momento ultimo M_n en vigas y columnas, la nomenclatura es la misma que para el caso de vivienda común.

Tabla N° 6.5 Momento de fluencia M_y y momento último M_n en vigas

Dimensiones	Sección	C_y (m)	M_y (kNm)	ϕ_y	C (m)	M_n (kNm)	ϕ_u	μ
0.30x0.70	a-a	0.17	21.18	0.44x10 ⁻²	0.083	25.42	4.79 x10 ⁻²	10.74
0.30x0.70	b-b	0.22	39.15	0.49x10 ⁻²	0.117	44.4	3.40x10 ⁻²	6.82
0.30x0.70	m-m	0.17	21.18	0.44x10 ⁻²	0.083	25.42	4.79x10 ⁻²	10.74
0.30x0.70	n-n	0.19	29.48	0.46x10 ⁻²	0.095	34.16	4.20x10 ⁻²	8.96
0.30x0.70	e-e	0.16	19.58	0.43x10 ⁻²	0.077	23.71	5.14x10 ⁻²	11.71
0.50x0.25	c-c	0.01	84.14	1.66x10 ⁻²	0.051	86.59	7.67x10 ⁻²	4.70
0.50x0.25	d-d	0.01	45.01	1.44x10 ⁻²	0.039	48.44	10.25x10 ⁻²	7.10

Tabla 6.6. Momento de fluencia M_y y momento último M_n en columnas

Código	Eje	Nivel	P_u (kN)	C (m)	M_y (kNm)	ϕ_y	C (m)	M_n (kNm)	ϕ_u	μ
P1	1A	N1	340.88	0.357	71.7	0.26x10 ⁻²	0.258	99.47	1.54x10 ⁻²	5.76
P1	1A	N2	162.50	0.330	64.88	0.25x10 ⁻²	0.238	93.31	1.68x10 ⁻²	6.48
P1	2A	N1	585.07	0.391	80.78	0.28x10 ⁻²	0.287	10.75	1.39x10 ⁻²	4.96
P1	2A	N2	258.90	0.345	68.59	0.26x10 ⁻²	0.249	96.70	1.60x10 ⁻²	6.07
C2	1B	N1	793.66	0.316	50.1	0.49x10 ⁻²	0.281	62.91	1.42x10 ⁻²	2.87
C2	1B	N2	359.91	0.272	41.04	0.44x10 ⁻²	0.236	56.80	1.69x10 ⁻²	3.77
C2	2B	N1	1286.15	0.360	59.1	0.55x10 ⁻²	0.333	67.43	1.20x10 ⁻²	2.17
C2	2B	N2	577.81	0.295	45.72	0.47x10 ⁻²	0.258	59.95	1.55x10 ⁻²	3.28

6.10.3. Determinación de la fuerza de fluencia (V_y) y Desplazamiento D_y

Se ha seguido el procedimiento ya explicado, para un modelo sin daño de la estructura, analizado bajo la acción de cargas verticales y el análisis modal espectral con la demanda sísmica completa con 5% de amortiguamiento viscoso.

A. Demanda sísmica

El espectro de pseudo-aceleración (elástico) y espectro de desplazamiento que se muestra en la Figura 6.7, fue calculado utilizando las ecuaciones 5.33 al 5.35 ya indicadas, los datos para calcular a_0 ($= 2.5SUZg$) son: $S_B = 1$, $T_C = T_P$, $T_D = T_L$, $Z = 0.35$; $U = 1.5$, $S = 1.15$ considerando un suelo intermedio y $g = 1.0$, los demás parámetros relacionados al periodo del suelo son $T_B = 0s$, $T_P = 0.6s$ y $T_L = 2.0s$. Reemplazando se calculó a_0 ($= 1.5094$).

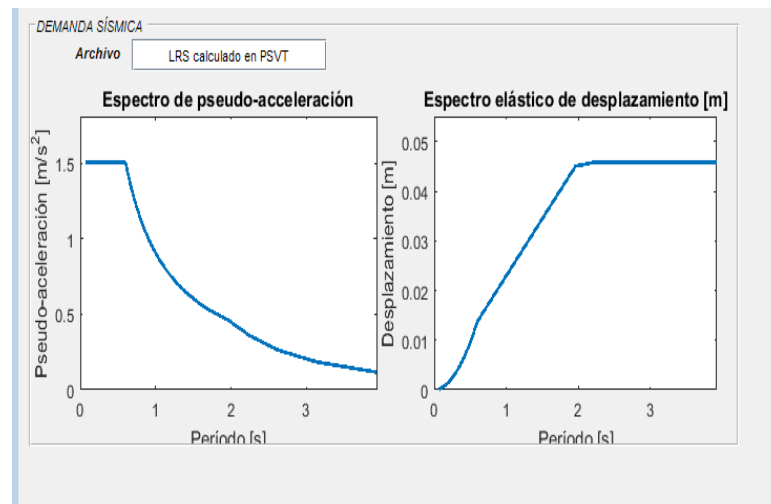


Figura 6.7. Espectro de pseudo-aceleración y de desplazamiento en función de la gravedad. Obtenida con PSVT 2015

B. Análisis modal espectral

Del análisis modal espectral, tenemos que el segundo modo de vibración corresponde al desplazamiento en la dirección xx que es de nuestro interés, para este modo el periodo vibración (T) es igual a 0.294 s

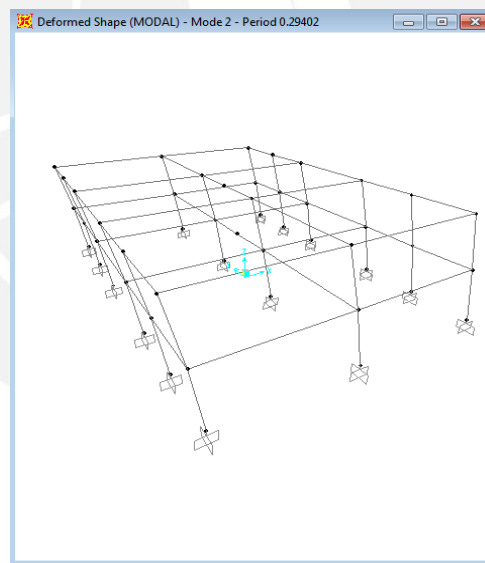


Figura 6.8. Segundo modo de vibración con $T=0.294$ s. Obtenida con SAP2000

C. Fuerza Cortante de fluencia (V_y) y desplazamiento de fluencia (D_y)

En la Figura 6.4, tenemos el sistema elastoplástico y sistema lineal que identifica la ubicación del punto de la fuerza que produce la fluencia y el desplazamiento último. La fuerza cortante y deformación máxima que ocasionan el primer punto de fluencia obtenido del análisis elástico modal espectral es:

- Fuerza cortante máxima $V_o = f_o = 10914.02$ kN

- Desplazamiento máximo $D_o = u_o = 0.0398$ m.

El factor de escala de la intensidad de la demanda sísmica Sf_1 calculado es 0.28

- Fuerza cortante de fluencia: $V_y = f_y = V_o. Sf_1 = 2726.94$ kN
- Desplazamiento de fluencia: $D_y = u_y = D_o. Sf_1 = 0.0111$ m

Los valores obtenidos de V_y y D_y son los datos buscados para efectuar el cálculo de función de vulnerabilidad para los modelos *C1mck1GL* y *C2mckFy1GL* ya explicados.

D. Rigidez del sistema (K)

Se calculó considerando una masa unitaria $m = 1$ kg, con la formula $K = (2\pi/T)^2 \cdot m$, reemplazando para un periodo $T = 0.294$ s, obtenemos la rigidez $K \approx 460$ N/m.

E. Estados límites de daño

Los estados límites de daño, se calculó para la ductilidad μ igual a 4.5, con la siguiente expresión:

- Estado limite 1: $1 = 1$
- Estado limite 2: $1 + 0.3(\mu - 1) = 2.05$
- Estado limite 3: $1 + 0.6(\mu - 1) = 3.10$
- Estado limite 4: $\mu = 4.5$

Para el estado límite de daño Estructural se consideró el 100% de los valores calculados y para el estado límite de daño No Estructural se consideró el 50% de los valores indicados.

F. Costo de daño estructural y no estructural

Se considera un modelo con dos componentes no estructurales tabiquería e instalaciones con factores de participación de costo de 0.10 y 0.20 respectivamente. El factor de participación del costo estructural FPCE es 0.70. Estos factores de ponderación de daño son utilizados en el cálculo de las funciones de vulnerabilidad en la SMC.

7. PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

7.1. Introducción

El cálculo de Simulación Monte Carlo (SMC) y la generación de las curvas de fragilidad y de vulnerabilidad, se realizaron según los pasos indicados en el capítulo 5, el ingreso de datos y resultados obtenidos del programa PSVT se presentan de la siguiente forma:

- Edificación común (vivienda), modelo *C1 mck 1GL* y modelo *C2 mckFy 1GL*
- Edificación esencial (Aulas), modelo *C1 mck 1GL* y modelo *C2 mckFy 1GL*.

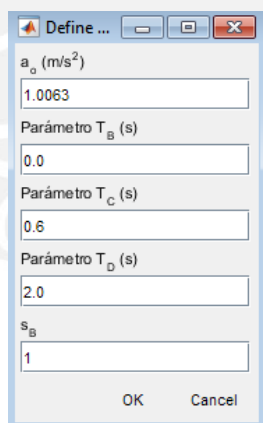
Por cada modelo se presentan el ingreso de datos al programa PSVT, generación de espectro de pseudo - aceleración, espectro generado con señales sintéticas, funciones de fragilidad, funciones de vulnerabilidad y comparación de funciones de vulnerabilidad.

7.2. Análisis y resultados edificación común (vivienda)

7.2.1. Edificación común - Modelo C1 mck 1GL

A. Espectro de pseudo-aceleración

A continuación, en la Figura 7.1 se muestran los datos de ingreso al PSVT para generar el espectro de pseudo-aceleración y desplazamiento, estos valores fueron previamente determinados en el capítulo 6.



Parámetro	Valor
a_g (m/s^2)	1.0063
Parámetro T_B (s)	0.0
Parámetro T_C (s)	0.6
Parámetro T_D (s)	2.0
s_B	1

Figura 7.1. Parámetros para generar el espectro de pseudo-aceleración.

Seguidamente, el programa nos muestra la demanda sísmica correspondiente en función de la gravedad (g) ya que se ha considerado $g=1m/s^2$.

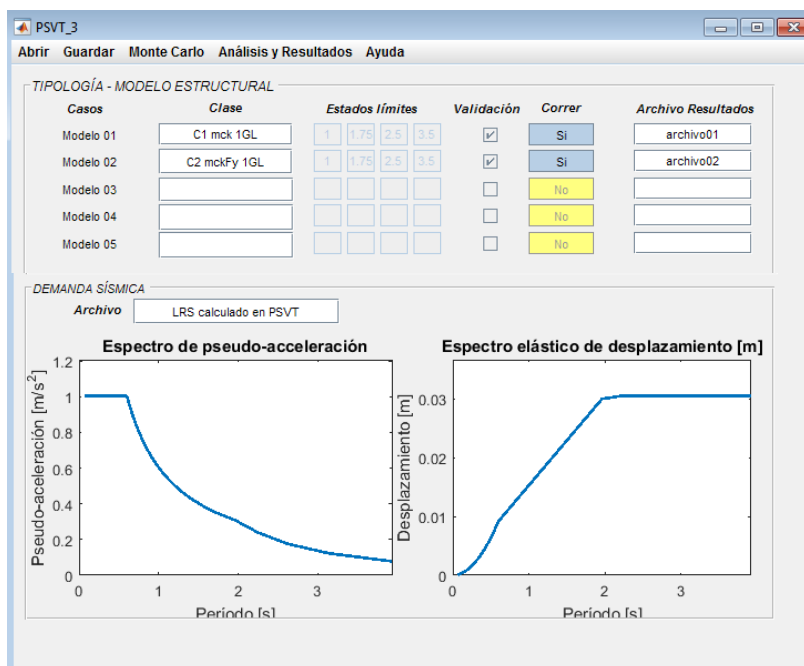


Figura 7.2. Espectro de pseudo-aceleración y espectro elástico de desplazamiento (m). Obtenido con PSVT 2015

B. Señales sintéticas y cálculo de espectro

Los parámetros considerados para la generación de señales sintéticas son los que se muestran en la Figura 7.3.

Parametros Se...

Duración de la señal: 30

Numero de señales a generar: 30

Tiempo muestreo dt: 0.02

Función Modulación Amplitud: t_1/T_d : 0.2

Función Modulación Amplitud: t_2/T_d : 0.6

Función Modulación Amplitud: β_5 : 0.4

Factor γ para ajuste señales: 0

Número de iteraciones ajuste DEP: 5

Número de simulaciones para ajuste DEP: 30

OK Cancel

Figura 7.3. Parámetros para la generación de señales sintéticas. Obtenido con PSVT 2015.

Se ha generado un total de 30 señales sintéticas compatibles con el espectro de aceleración de la Norma E030, en la Figura 7.4 puede observarse la curva media en

color azul y la curva media más 1 desviación estándar en color rojo obtenida de las 30 señales sintéticas.

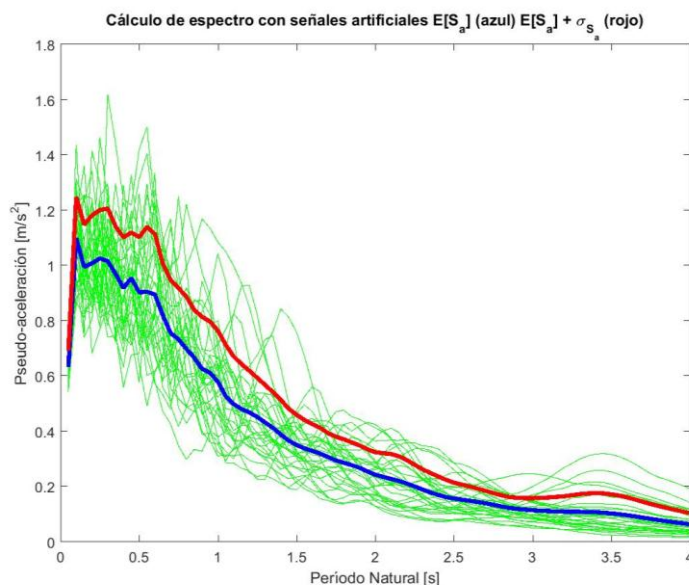


Figura 7.4. Espectro generado con señales sintéticas. Obtenida con PSVT 2015

C. Curvas de Fragilidad componente estructural (FE) y No estructural (FNE)

Las Figuras 7.5 y 7.6 representa la curva de fragilidad para el componente estructural y no estructural respectivamente, se muestran también los valores de la probabilidad de excedencia para sismo de servicio (SS), sismo de diseño (SD) y sismo máximo (SM).

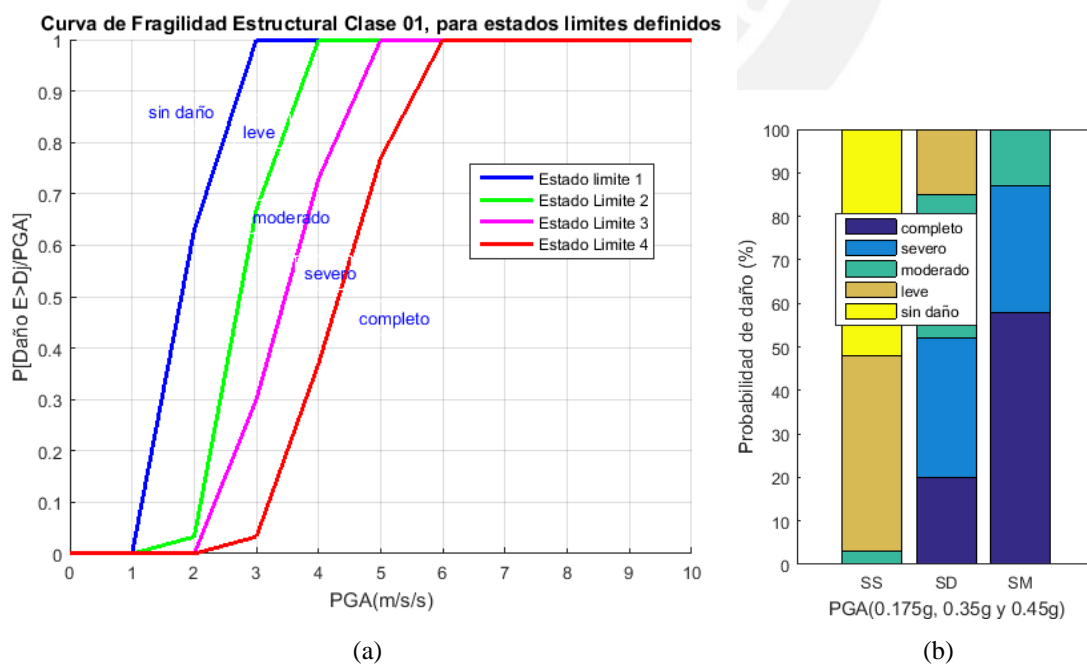


Figura 7.5.(a) Curvas de fragilidad estructural Clase 01 para estados límite definidos. (b) Probabilidad de excedencia para sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo

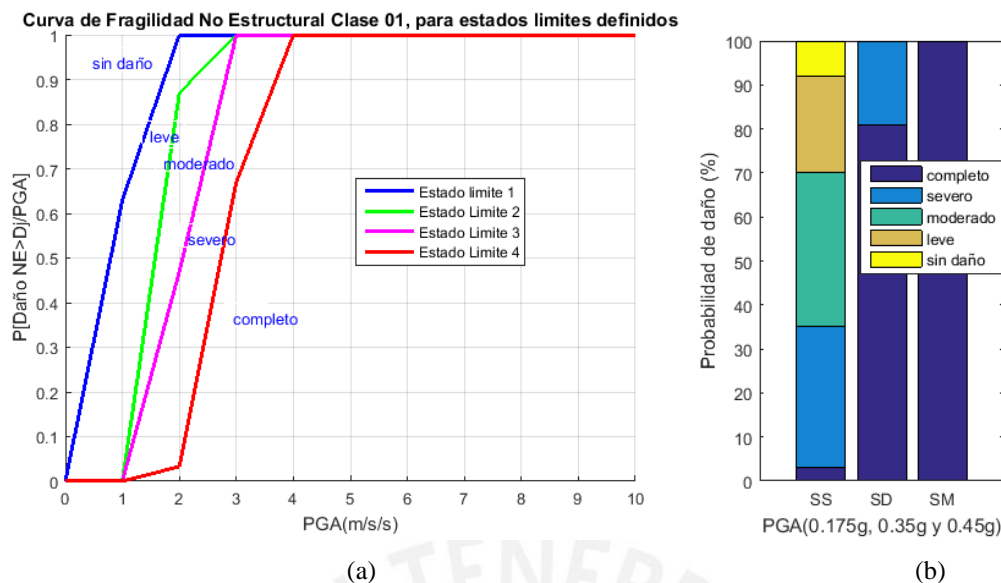


Figura 7.6. (a) Curvas de fragilidad no estructural Clase 01 para estados límite definidos. (b) Probabilidad de excedencia para sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo.

Para el caso de sismo de diseño ($PGA=0.35g$), se observa que la curva de fragilidad estructural tendrá aproximadamente un 64% en conjunto daño leve y moderado, mientras que el componente no estructural tendrá un 81% de probabilidad de tener daño completo.

D. Funciones de vulnerabilidad componente estructural (VE) y No estructural (VNE)

La Figura 7.7, representa la función de vulnerabilidad para el componente estructural, considerando a la estructura como 100% de componente estructural, donde para un PGA de 3 m/s^2 tiene una vulnerabilidad o probabilidad de daño del 63% del cual 14% corresponde al componente no estructural.

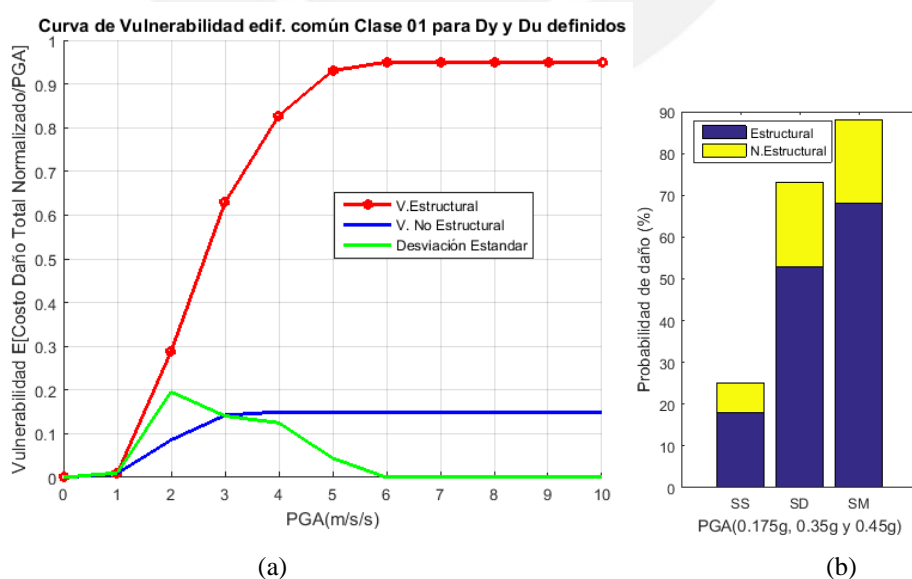


Figura 7.7. (a) Curva de vulnerabilidad Clase 01 para D_y y D_u definidos. (b) Probabilidad de daño para sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo.

7.2.2. Edificación común - Modelo C2 mckFy 1GL

Los datos de entrada al programa PSVT ya fueron definidos y explicados en el apartado 6.9, el modelo con comportamiento elastoplástico considera que la fuerza de fluencia f_y no debe ser superado y la rigidez es constante desde el cambio de dirección, el cual se puede apreciar en la Figura 7.8.

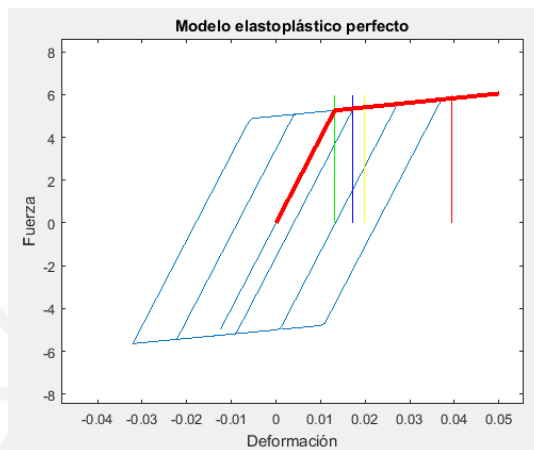


Figura 7.8. Modelo elastoplástica. Obtenida con PSVT 2015.

A. Curvas de Fragilidad componente estructural (FE) y No estructural (FNE)

Las Figuras 7.9 y 7.10 representa la curva de fragilidad para el componente estructural y no estructural respectivamente, se muestran también los valores de la probabilidad de excedencia para sismo de servicio (SS), sismo de diseño (SD) y sismo máximo (SM).

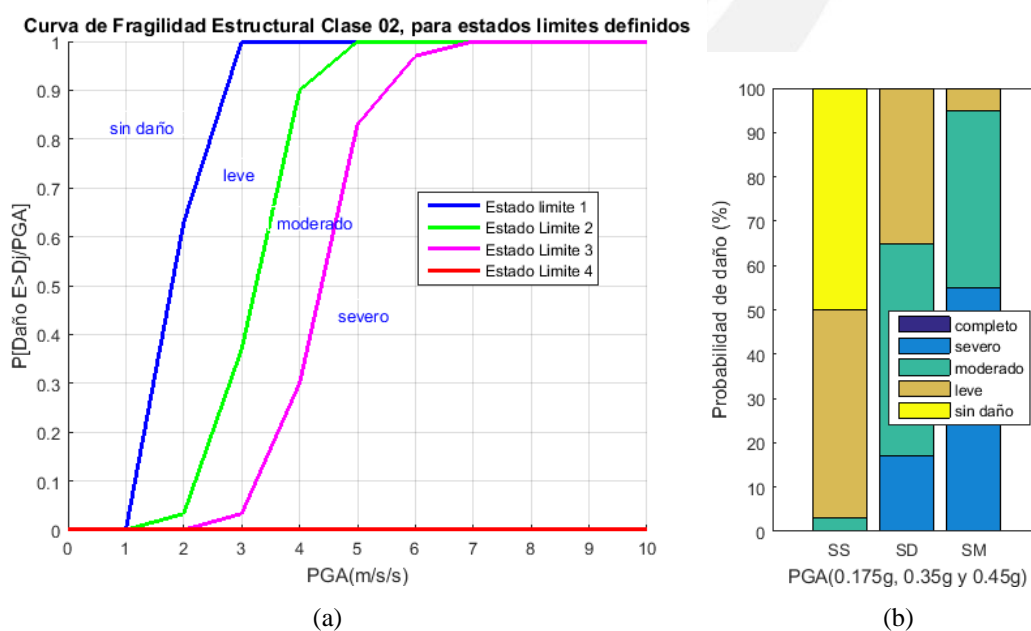


Figura 7.9. (a) Curva fragilidad con probabilidad de daño estructural. (b) Probabilidad de excedencia para sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo.

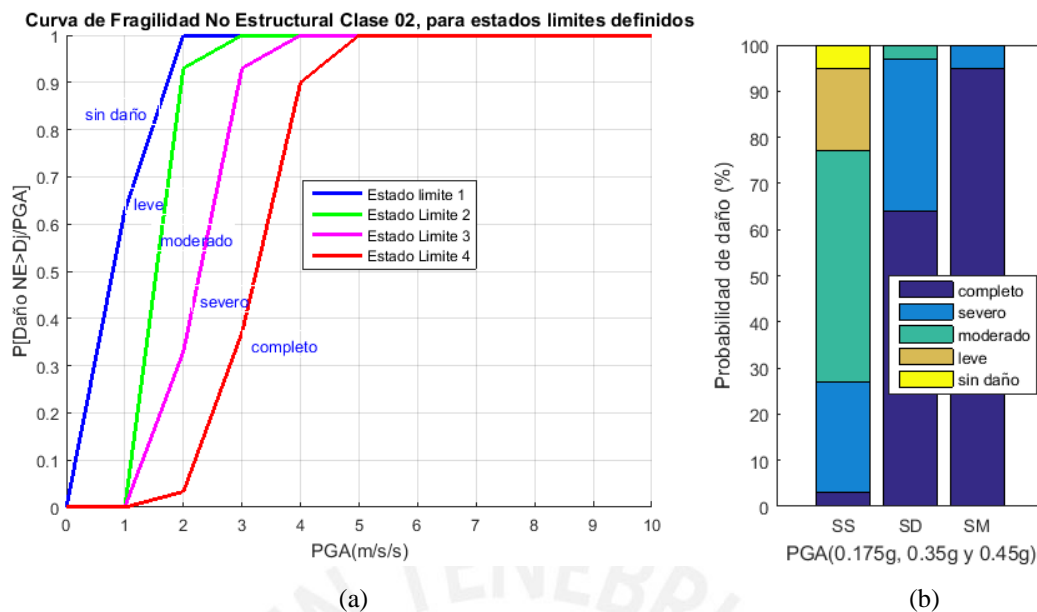


Figura 7.10. (a) Curva de fragilidad con probabilidad de daño no estructural. (b) Probabilidad de excedencia para sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo.

Para PGA 0.35g (sismo de diseño), se observa que la curva de fragilidad estructural tendrá aproximadamente un 65% en conjunto daño leve y moderado, mientras que el componente no estructural tendrá un 63% de probabilidad de tener daño completo.

B. Funciones de vulnerabilidad componente estructural (VE) y No estructural (VNE)

La función de vulnerabilidad mostrada en la Figura 7.11, para un valor de PGA 3 m/s² tiene una vulnerabilidad o probabilidad de daño estructural del 52% del cual 12% corresponde al componente no estructural.

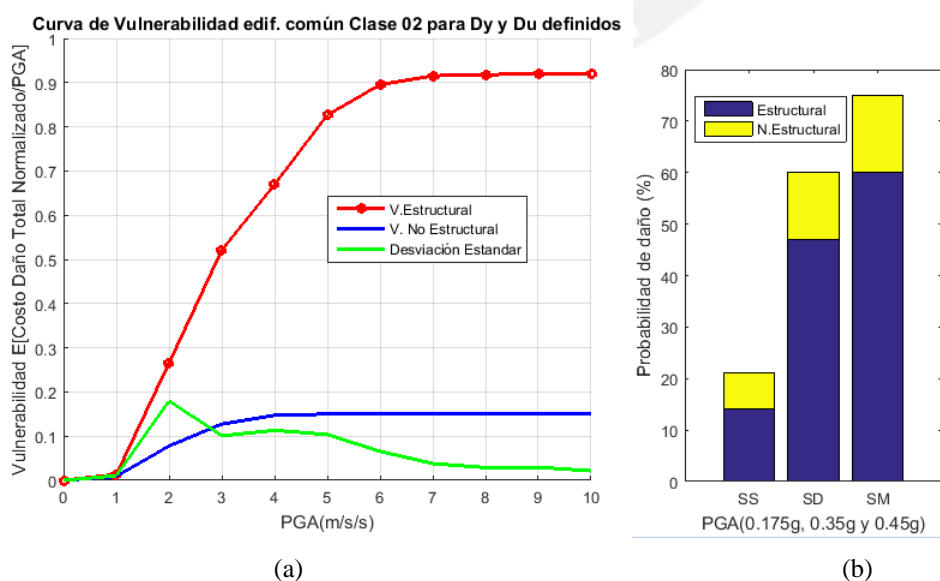


Figura 7.11. (a) Función de vulnerabilidad de daño estructural y desviación estándar. (b) Probabilidad de daño para sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo.

7.2.3. Comparación de funciones de vulnerabilidad para edificación común

La comparación de la función de vulnerabilidad mostradas en la Figura 7.12, del modelo *C1mck 1 GL*, para el componente estructural presenta mayor porcentaje de vulnerabilidad que el modelo *C2mckFy 1 GL*, por ejemplo, para un PGA de 4 m/s² se tiene un 65% de vulnerabilidad para el modelo *C1* y 55% para el modelo *C2*. Para el componente no estructural los porcentajes de vulnerabilidad presentan valores similares.

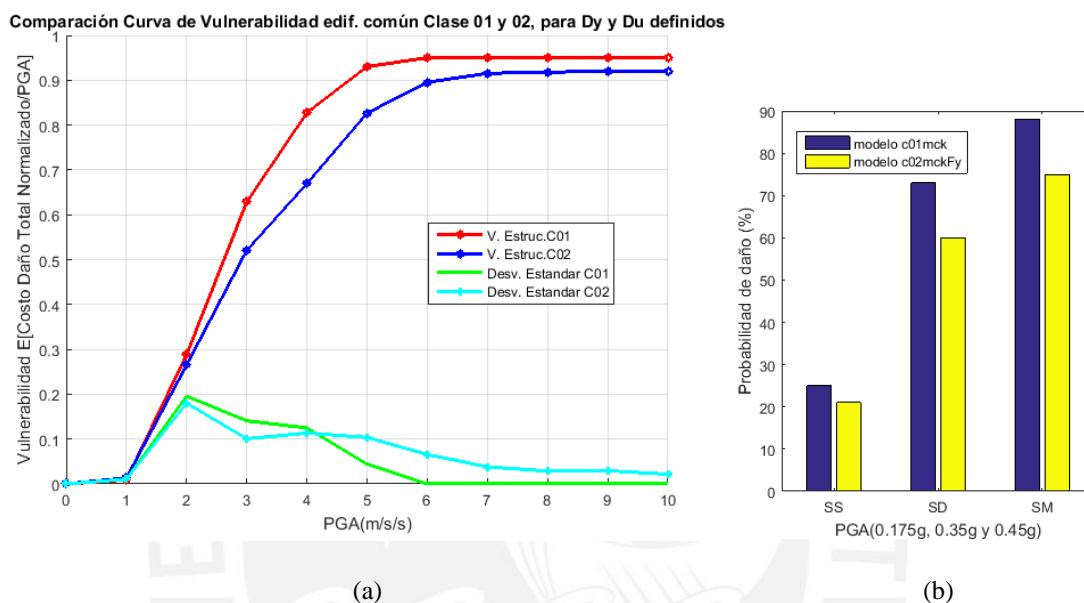


Figura 7.12. (a) Comparación de funciones de vulnerabilidad, modelo *C1mck 1 GL* y *C2mckFy 1 GL*. (b) Probabilidad de daño para sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo.

La desviación estándar para el modelo *C1* presenta mayor dispersión entre PGA 1.5 a 4 m/s², mientras que el modelo *C2* la dispersión se da entre PGA 1.5 a 3 m/s², el valor máximo de la desviación estándar alcanza el 20%.

7.3. Análisis y resultados de edificación esencial (Aulas)

7.3.1. Edificación esencial - Modelo C1 mck 1GL

A. Ingreso de datos al modelo

La Figura 7.13, muestra los datos de ingreso del modelo y los límites de daño

The figure shows three overlapping dialog boxes for data entry. The leftmost box, titled 'Show Data Clase 01', contains the following fields: 'Modelo de pantalla' (Modelo 01), 'Nombre del modelo' (Modelo lineal mck 1GL), 'Clase de modelo' (1), 'Periodo natural del modelo mck, T (s)' (0.294), 'Razon de amortiguamiento critico' (0.05), 'Deformacion D_y (para cálculo de daño)' (0.0111), 'Relación de rigidez post-fluencia α (cálculo de daño)' (0.05), 'Periodo T_e para estimación demanda inelástica' (0.6), and four 'Limit State' fields (1, 2.05, 3.1, 4.5). The middle box, titled 'Show D...', is for 'Tabiqueria' and contains 'Participación en costo' (0.1) and four 'Limit State' fields (0.5, 1, 1.6, 2.3). The rightmost box, also titled 'Show D...', is for 'Instalaciones' and contains 'Participación en costo' (0.2) and four 'Limit State' fields (0.5, 1, 1.6, 2.3). Each box has 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

Figura 7.13. Datos de entrada del modelo *C1 mck 1GL* y límites de daño para el componente estructural y no estructural

B. Generación de espectro de pseudo-aceleración y señales sintéticas

La Figura 7.14, muestra el espectro de pseudo - aceleración y desplazamiento.

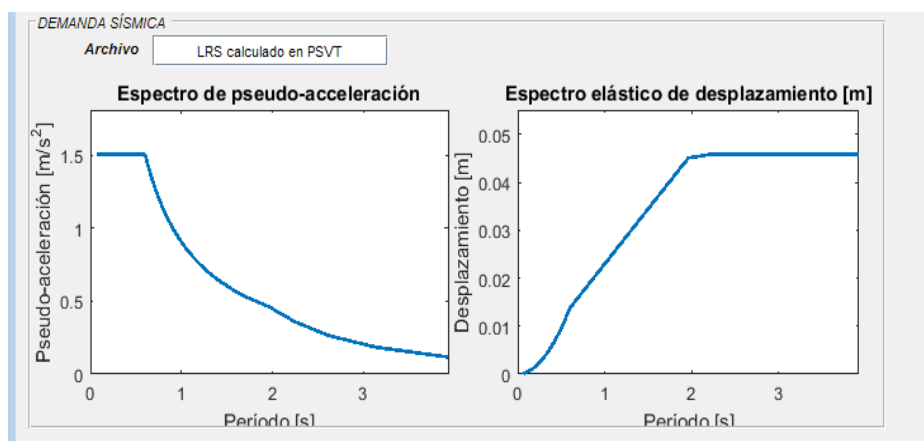


Figura 7.14. Espectro de pseudo-aceleración y de desplazamiento elástico. Obtenida con PSVT2015

En la Figura 7.15, tenemos las señales sintéticas ajustadas al espectro elástico generado con los coeficientes de la Norma E.030.

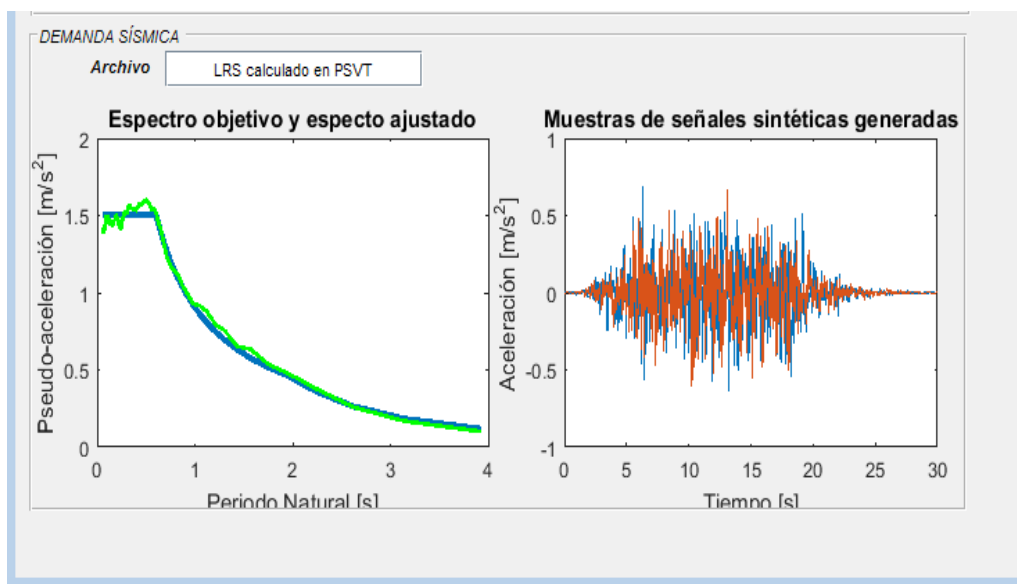


Figura 7.15. Señales sintéticas ajustadas al espectro elástico. Obtenida con PSVT 2015.

Se ha generado un total de 30 señales sintéticas compatibles con el espectro de aceleración de la Norma E.030, en la Figura 7.16, puede observarse la curva media en color azul y la curva media más 1 desviación estándar en color rojo obtenida de las 30 señales sintéticas.

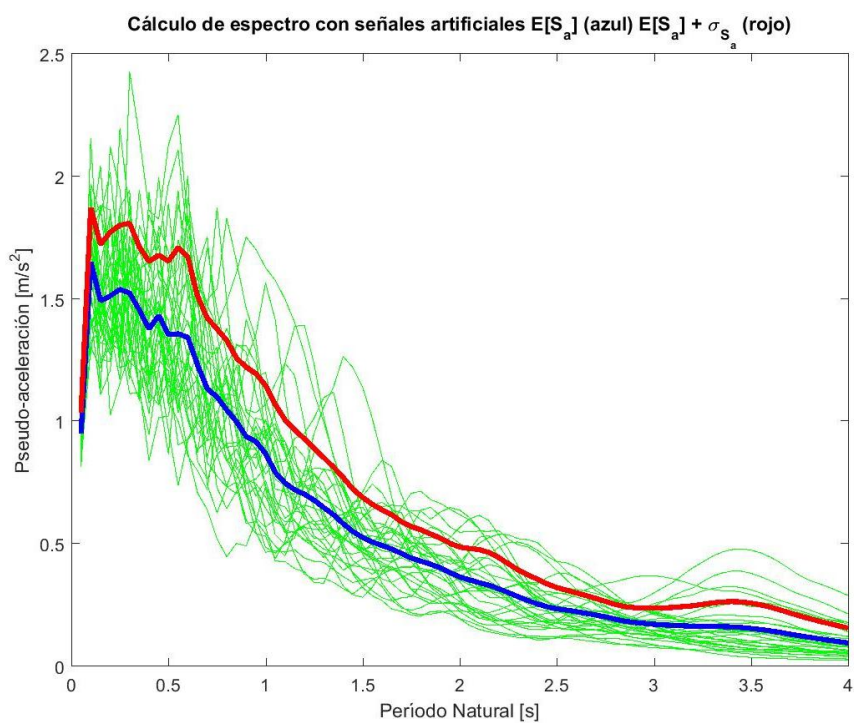


Figura 7.16. Espectro generado con señales sintéticas

C. Curvas de Fragilidad componente estructural (E) y No estructural (NE)

Las Figuras 7.17 y 7.18 representan la curva de fragilidad para el componente estructural y no estructural respectivamente, se muestran también los valores de la probabilidad de excedencia para sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo.

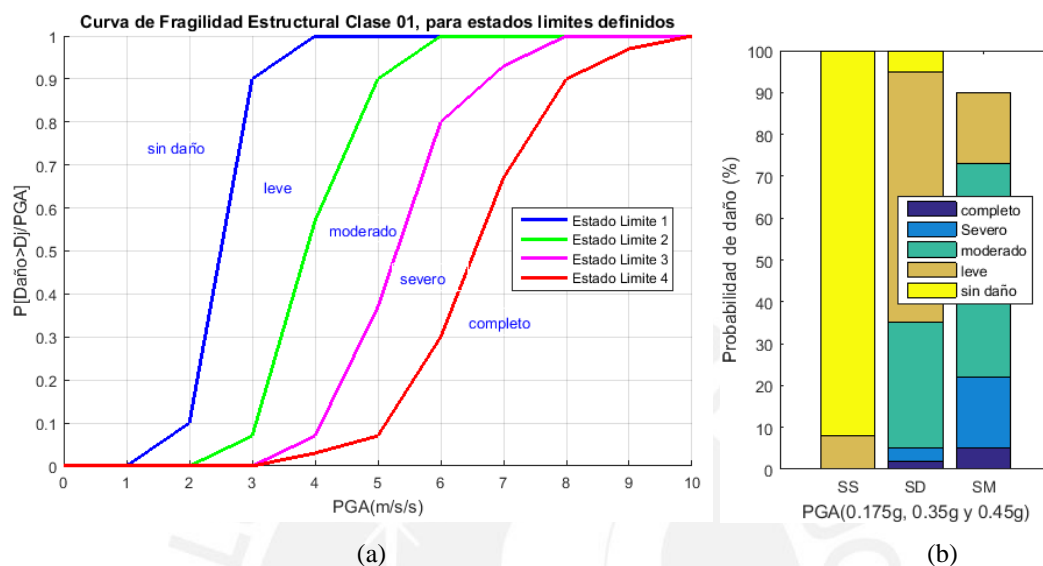


Figura 7.17. (a) Curvas de fragilidad estructural Clase *C1 mck 1GL* para estados límite definidos. (b) Probabilidad de excedencia para sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo.

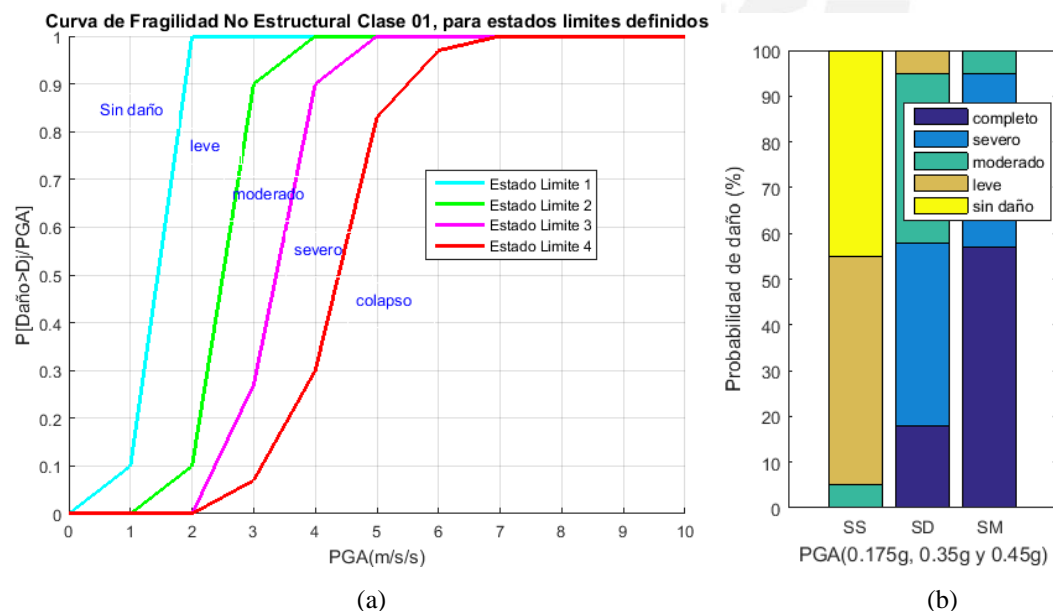


Figura 7.18. (a) Curvas de fragilidad estructural Clase *C1mck 1GL* para estados límite definidos. (b) Probabilidad de excedencia para sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo.

Para PGA (0.35g) sismo de diseño, se observa que la curva de fragilidad estructural tendrá aproximadamente un 90% en conjunto daño leve y moderado, mientras que el

componente no estructural tendrá un 58% en conjunto de sufrir daño severo y completo. Es necesario prestar atención a los componentes no estructurales ya que presentan un porcentaje alto de daño.

E. Funciones de vulnerabilidad componente estructural (E) y No estructural (NE)

La Figura 7.19, muestra la función de vulnerabilidad estructural y no estructural buscada, para un PGA de 3 m/s^2 , presenta una vulnerabilidad o probabilidad de daño estructural del 32% del cual 10% corresponde al componente no estructural. La función de la desviación estándar para el modelo C1 alcanza su máximo valor de 13.5%. La mayor dispersión se da entre PGA 2 a 6 m/s^2 .

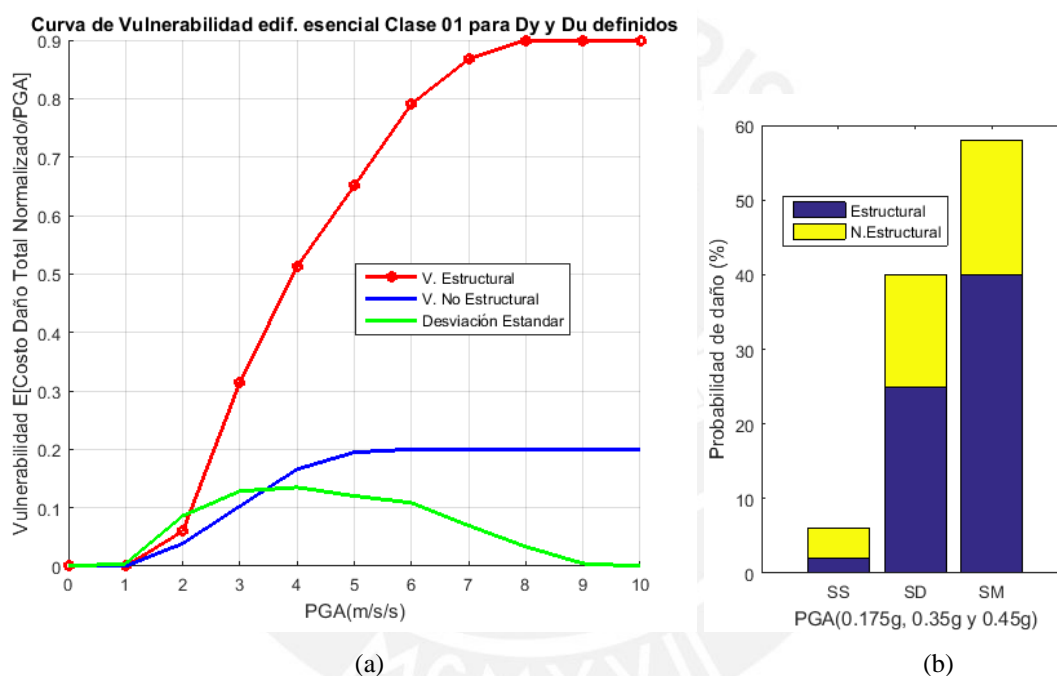


Figura 7.19. (a) Función de vulnerabilidad estructural y no estructural Clase C1 mck 1GL y desviación estándar. (b) Probabilidad de daño para sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo.

7.3.2. Edificación esencial - Modelo C2 mckFy 1GL

A. Curvas de Fragilidad componente estructural (E) y No estructural (NE)

Las Figuras 7.20 y 7.21 representan la curva de fragilidad para el componente estructural y no estructural respectivamente, se muestran también los valores de la probabilidad de excedencia para sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo. Para el caso de sismo de diseño, se observa que la curva de fragilidad estructural tendrá aproximadamente un 95% en conjunto de presentar daño moderado y severo, 95% en conjunto de presentar daño severo, moderado y completo, en el componente no estructural.

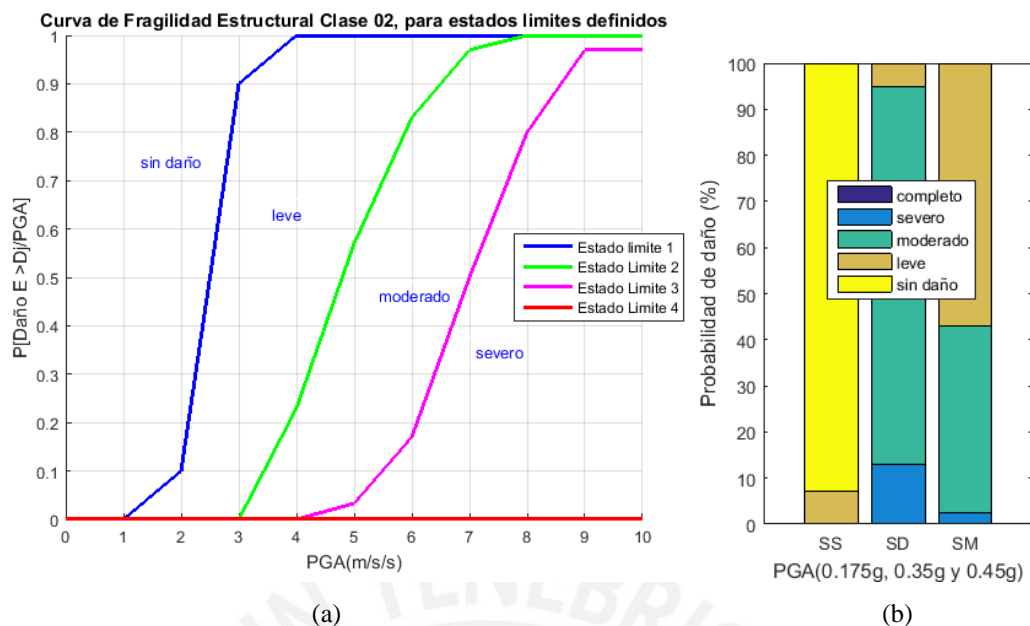


Figura 7.20. (a) Curvas de fragilidad Estructural Clase *C2 mck 1GL* para estados límite definidos. (b) Probabilidad de excedencia para sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo.

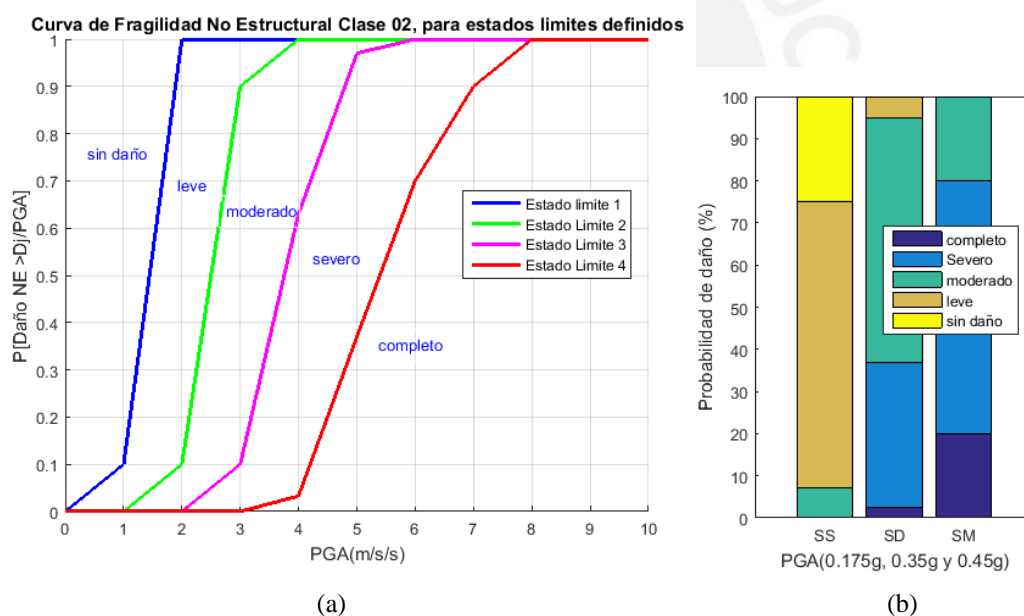


Figura 7.21. (a) Curvas de fragilidad No Estructural Clase *C2 mckFy 1GL* para estados límite definidos. (b) Probabilidad de excedencia para sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo.

B. Funciones de vulnerabilidad componente estructural (VE) y No estructural (VNE)

En la Figura 7.22 representa la función de vulnerabilidad buscada considerando toda la estructura como componente estructural, para un PGA de 3 m/s^2 presenta una vulnerabilidad o probabilidad de daño estructural del 26% del cual 9% corresponde al componente no estructural.

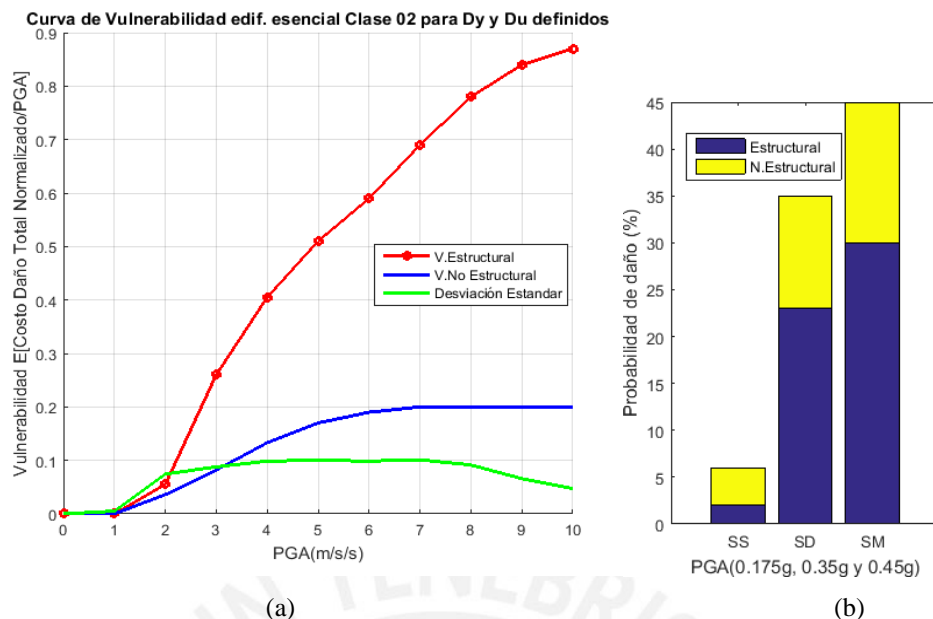


Figura 7.22. (a) Funciones de vulnerabilidad estructural y desviación estándar Clase *C2 mckFy 1GL*.

(b) Probabilidad de daño para sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo.

7.3.3. Comparación de funciones de vulnerabilidad edificación esencial

En la Figura 7.23, el modelo *C1mck 1 GL* para el componente estructural presenta mayor porcentaje de vulnerabilidad que el modelo *C2mckFy 1 GL*, para un PGA de 4 m/s² el modelo C1 tiene un 50% de vulnerabilidad y el modelo C2 40%. Para el componente no estructural los porcentajes de vulnerabilidad presentan valores similares.

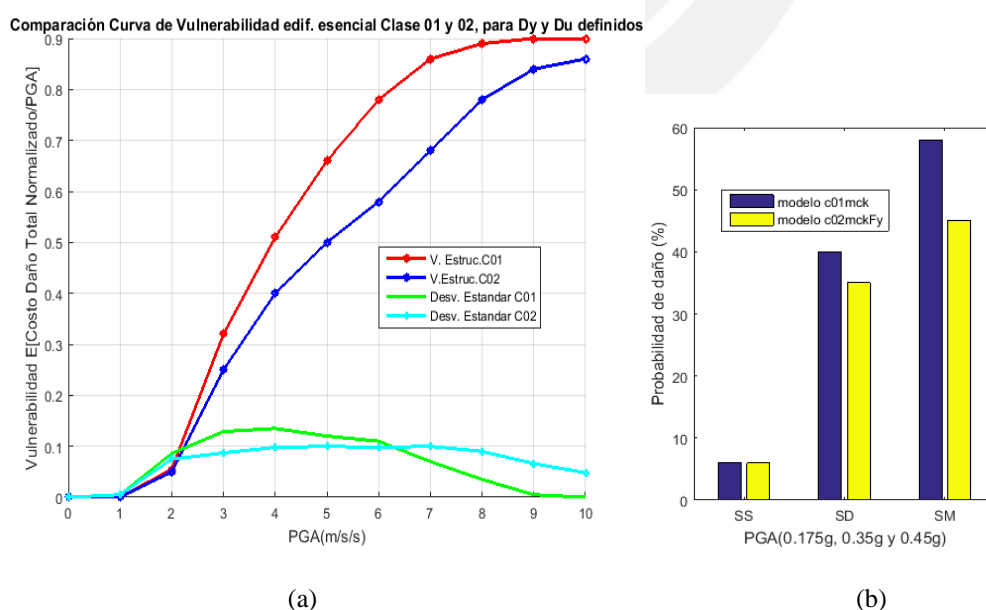


Figura 7.23. (a) Comparación de funciones de vulnerabilidad, modelo *C1mck 1 GL* y *C2mckFy 1 GL*.

(b) Probabilidad de daño para sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo.

7.4. Comparación de funciones de vulnerabilidad

7.4.1. Modelo C1 mck 1GL y C2 mckFy 1GL

Era de suponer que la edificación común (vivienda) presentaría mayor vulnerabilidad sísmica respecto a la edificación esencial (aula) debido a que el diseño de las estructuras esenciales tiene un factor de uso 1.5, por lo que debe soportar un 50% adicional de fuerza de sismo que la edificación común.

En la Figura 7.24, se presenta la comparación de la función vulnerabilidad para ambas edificaciones con el modelo C1mck 1 GL, donde para un valor de PGA 3 m/s para la edificación esencial se tiene un 32% de vulnerabilidad y 42% para la edificación común. La representación de la desviación estándar para la edificación común presenta mayor dispersión entre valores de PGA 2 y 4, siendo de forma contraria para la edificación esencial que presenta menos dispersión entre valores de PGA 3 y 6.

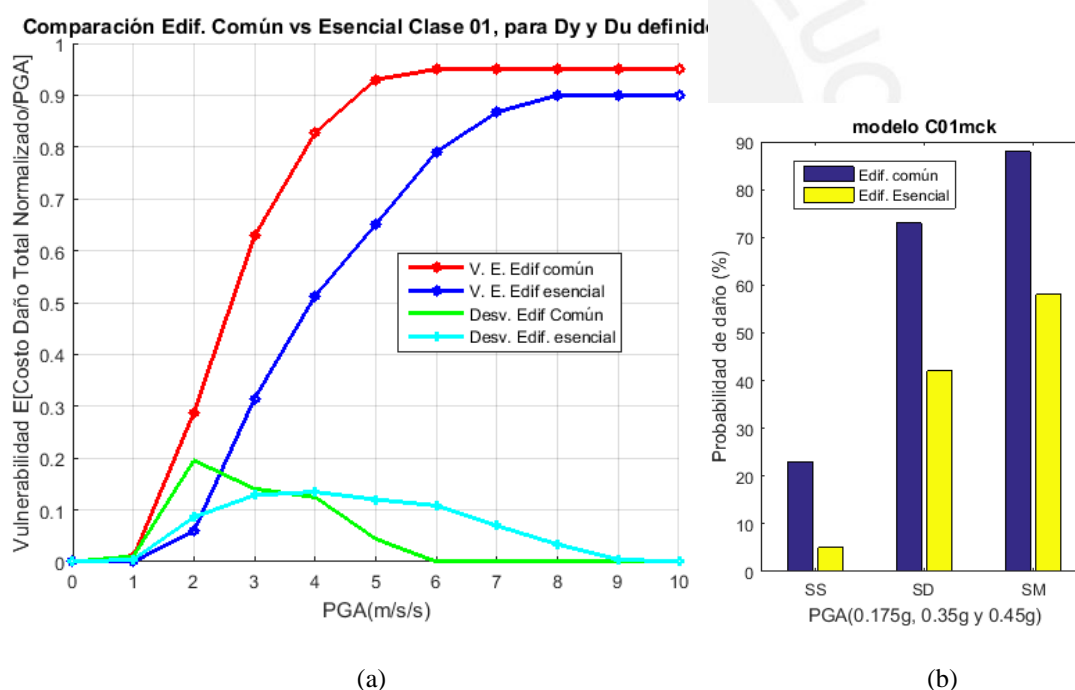


Figura 7.24. (a) Comparación de funciones de vulnerabilidad edificación común y esencial, modelo C1mck 1 GL. (b) Probabilidad de daño para sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo.

En la Figura 7.25, se compara la función de vulnerabilidad para ambas edificaciones con el modelo C2mckFy 1 GL, donde, para un valor de PGA 3 m/s² para la edificación esencial se tiene un 25% de vulnerabilidad y 40% para la edificación común. La desviación estándar para la edificación común presenta mayor dispersión entre valores de PGA 2 y 4 m/s² similar que para el modelo C1mck 1 GL, y para la edificación esencial presenta menos dispersión entre valores de PGA 3 y 7 m/s².

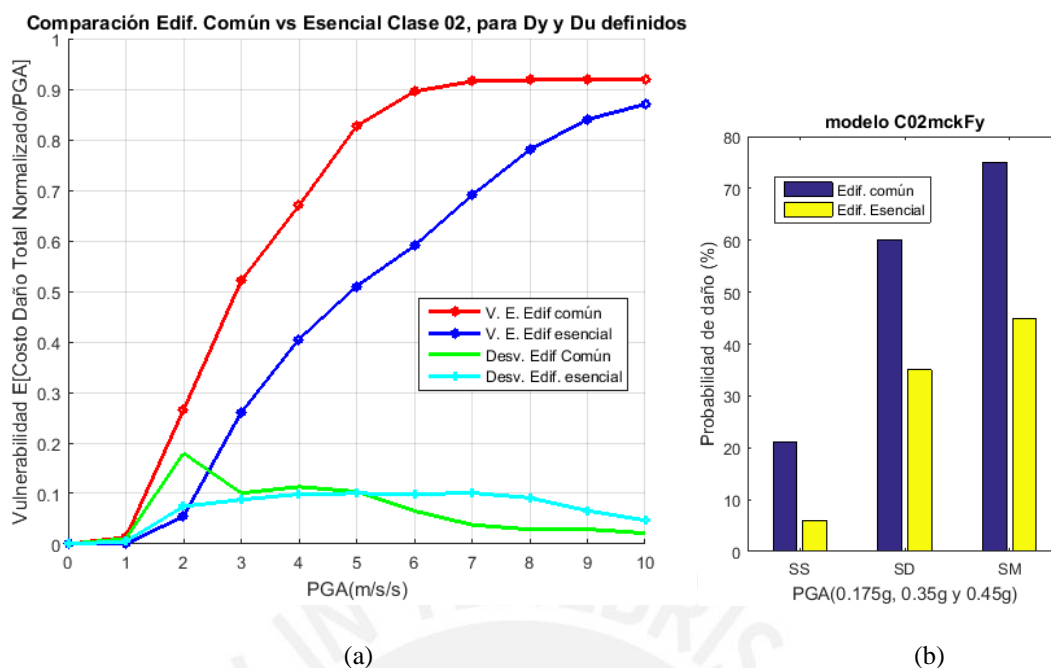


Figura 7.25. (a) Comparación de funciones de vulnerabilidad edificación común y esencial, modelo C2mckFy 1 GL. (b) Probabilidad de daño para sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo.

Las funciones de vulnerabilidad para el modelo *C2mckFy 1 GL*, en el rango de PGA 3 a 7m/s² presentan aproximadamente 10% menos vulnerabilidad que la obtenida con el modelo *C1mckFy 1 GL*.

7.5. Funciones de Vulnerabilidad sísmica de módulo 780 Pre NDSR-1997

En la PUCP, se han desarrollado varias tesis de maestría relacionados al cálculo de funciones de vulnerabilidad y se ha seleccionado la referencia Quiroz (2017), que realiza cálculo de vulnerabilidad de edificaciones típicas conocidos como módulo 780 Pre NSDSR-1997 ubicados en el departamento de Lima. El cálculo lo realiza mediante índices β_i en el rango elástico y rango inelástico y considerando la curva de capacidad bilineal determina el daño esperado en los elementos de la estructura. La comparación de la función de vulnerabilidad se realizará para el módulo 780 de dos pisos con el modelo C1mck 1GL ya explicados.

7.5.1. Resumen de datos obtenidos por Quiroz (2017)

El cálculo de la demanda sísmica lo realiza según el RNE E0.30 (2006), los datos de ingreso para replicar el espectro de pseudo-aceleración y espectro de desplazamiento con el programa PSVT se determina con $a_0 = 2.5SUZg$ (m/s²), donde: $S = 1.05$ para un suelo intermedio, $Z = 0.45$ para zona 4 y edificación ubicada en Lima, $U = 1.0$ para obtener el espectro de aceleración para sismo raro. Reemplazando obtenemos $a_0 = 1.1813g$, los

demás factores son: $S_B = 1$; $T_P = 0.6s$; $T_L = 2.0s$ y $g = 1.0$. Del análisis lineal considerando la interacción de la tabiquería para el modelo 780 de dos pisos, y de la curva de capacidad se tienen los siguientes datos:

- Periodo natural de vibración: $T = 0.28$ s
- Fuerza cortante de fluencia: $V_y = f_y = 1456.39$ kN
- Desplazamiento de fluencia: $D_y = u_y = 0.01$ m
- Ductilidad de desplazamiento: $\mu = 3.41$.
- Rigidez del sistema de 1GL: $K = 500$ N/m.

Los límites de daños obtenidos según ATC-40 de la sectorización de la curva de capacidad relacionada al D_y se muestran en la Tabla 7.1

Tabla 7.1. Niveles de daño y ductilidad

Niveles de daño	Expresión	Ductilidad
Inmediata ocupación	1	1
Daño controlado	$1 + 0.3(D_u/D_y - 1)$	1.72
Seguridad de vida	$1 + 0.6(D_u/D_y - 1)$	2.45
Estabilidad estructural	$1 + 0.9(D_u/D_y - 1)$	3.17
Colapso	D_u/D_y	3.41

7.5.2. Datos de entrada al PSVT modelo C1 mck 1GL

La comparación de funciones de vulnerabilidad se realizó con el modelo lineal (*C1mck1GL*) con los siguientes datos de entrada:

- Periodo natural de vibración $T(s) = 0.28$ s
- Razón de amortiguamiento crítico $\zeta = 0.05$
- Deformación de fluencia $D_y = 0.01$ m
- La relación de rigideces $\alpha = 0.10$
- Periodo $T_c = 0.6s$

Debido a que el PSVT permite solo el ingreso de cuatro estados límites se trabajara con la Tabla 7.2 donde se tiene dos columnas de estados límites de daño considerando en las expresiones el 100% de la ductilidad ($\mu = D_u/D_y$) y el 75% de la ductilidad ($\mu = 0.75 D_u/D_y$).

Tabla 7.2. Estado límite de daño por ductilidad

Estado límites	μ	0.75μ
1	1	1
2	1.72	1.29
3	2.45	1.84
4	3.41	2.55

Con los datos de entrada y estados límites indicados, se ha realizado el análisis del modelo C1mck1GL obteniendo la gráfica V.E.PSVT 100% μ de la Figura 7.27. En esta misma Figura se muestra la función de vulnerabilidad V.E.QUIROZ realizado mediante índices β_i . De la comparación de ambas curvas de vulnerabilidad para valores de PGA (3-5) existe una diferencia entre el 20% a 35% de vulnerabilidad. La curva obtenida con el PSVT presenta valores más bajos en el rango indicado, podemos ver que para un valor de PGA de 3, la estructura obtenida por Quiroz ya alcanza un 63% mientras que la gráfica obtenida del PSVT alcanza 43% de vulnerabilidad.

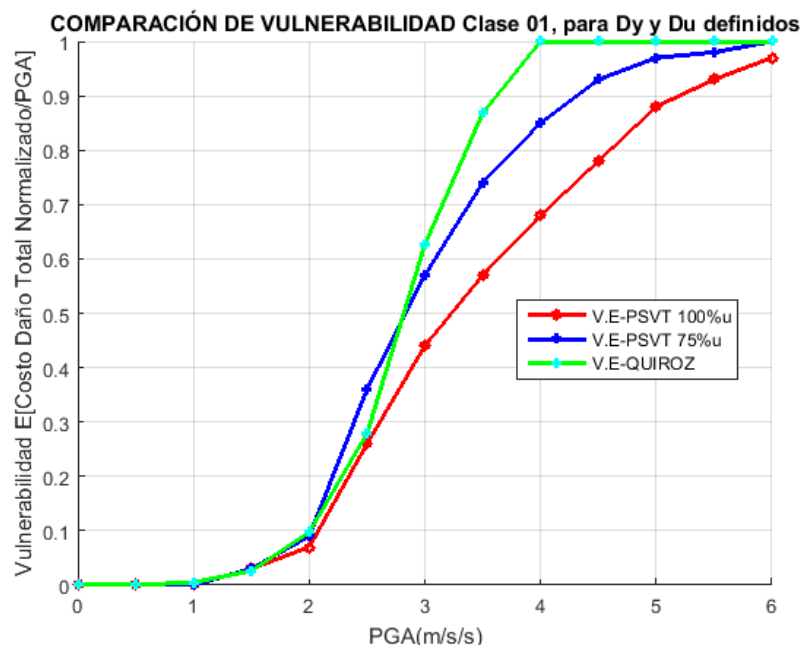


Figura 7.26. Comparación de funciones de vulnerabilidad PSVT – QUIROZ

Lo indicado por Stone (2015) en referencia a que resultados que se obtienen con PSVT coincide bastante bien con los estados de daño leve y moderado y difieren para los estados de daño severo y completo cuando se considera una mayor intensidad del sismo y por los modelos simplificados con comportamiento elastoplástica.

Podemos lograr una mejor correlación entre ambas curvas de vulnerabilidad si consideramos los estados límite de daño como el 75% de la ductilidad ($\mu = 2.55$) y calculando la curva de vulnerabilidad (V.E.PSVT 75% μ) se observa que presentan una mejor correlación entre ambas.

Los modelos para edificación común y esencial desarrollados, permitieron la obtención de las funciones de vulnerabilidad y la validez de sus resultados son adecuadas ya que para una intensidad o valor de PGA ($=0.35g$) los resultados que da PSVT con otras metodologías simplificadas para los estados de daño leve y moderado presentan coincidencias.



8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1. Conclusiones

1. Al terminar un diseño estructural, es muy importante conocer cuál es la capacidad de ductilidad por curvatura, la máxima capacidad a flexión del elemento y comparar estas cantidades con las demandas que se tiene en el diseño. La existencia de ductilidad es un atributo esencial para permitir que una estructura de un edificio absorba los principales efectos debidos al movimiento aleatorio del suelo (sismos) y, por lo tanto, no colapse. A mayor deformación de fluencia, se presentarán redistribuciones de momento, es necesario por ello que la estructura tenga una adecuada ductilidad para evitar que presente una falla frágil cuando la estructura ingrese al rango no lineal.
2. Los análisis de estructuras en el rango no lineal permiten al proyectista estructural conocer de forma más cercana el probable comportamiento sísmico que va a tener la estructura, ya que puede observar la secuencia de formación de rotulas plásticas, la capacidad de incursionar en el rango no lineal cada elemento, la ductilidad que alcanza, lo que permite mejorar el diseño.
3. La metodología aplicada para generar funciones de vulnerabilidad parte de los datos de la deformación de fluencia y propiedades dinámicas del modelo de 1GL para determinar el desplazamiento ultimo y la ductilidad que desarrolla la estructura, con el cual se determina la función de vulnerabilidad que es otra forma de ver si la estructura presenta una ductilidad adecuada, por lo que, si se tiene porcentajes bajos de vulnerabilidad se entiende que la estructura desarrolla una adecuada ductilidad.
4. La metodología aplicada es válida para edificaciones de 1 a 2 niveles, debido a que el primer modo predominante debe tener una masa participativa mayor o igual al 90% de la masa total de la edificación analizada. Si la edificación es de más niveles deberá considerarse los siguientes modos lo que implicaría realizar una superposición modal de las funciones de vulnerabilidad con lo que demandaría más tiempo de análisis y se podría perder confiabilidad en los resultados.
5. Para periodos mayores a 0.5 s, el desplazamiento máximo inelástico es prácticamente igual al desplazamiento máximo elástico. Por lo tanto, para períodos mayores a 0.5 s., se cumple la regla de igual desplazamiento. Para períodos menores a 0.5 s, la regla de igual desplazamiento subestima el cálculo del desplazamiento máximo inelástico.

6. Para períodos menores a 0.5 s., los valores de R son menores a 5. De tal manera que para este rango de períodos no se puede trabajar considerando un factor de reducción de las fuerzas sísmicas igual a 8 ya que el sismo le va a demandar mayores fuerzas sísmicas. Si se considera el factor de redundancia tampoco se llegaría a 8. El desconocimiento de la forma como se evalúa el factor de reducción de las fuerzas sísmicas R puede llevar a que emplee el mayor valor que estipula la Norma E030, y de esa manera se obtienen fuerzas estáticas por sismo muy bajas que están mal evaluadas.
7. De los modelos analizados, se ha observado que si la primera formación de rótula plástica se presenta en algún elemento de la estructura con desplazamientos D_y menores a 0.008m, tendríamos un 60% de vulnerabilidad en la estructura, lo que indicaría que la estructura desarrolla poca ductilidad y se presentarían fallas frágiles.
8. Considerando el modelo $C1$ y el escenario de aceleración PGA (0.35g) para la edificación común (vivienda) se tiene que una vulnerabilidad del 57 % del costo del componente estructural y 15% del costo del componente no estructural, representando conjuntamente un 72% del costo total de la edificación. Para la edificación esencial (educación) considerando el mismo escenario y modelo, el porcentaje de vulnerabilidad es 28% del costo del componente estructural y 13% del costo del componente no estructural, representando conjuntamente un 41% del costo total de la edificación.
9. La estimación de la función de vulnerabilidad, permite determinar el costo de reparación de la estructura para un escenario de demanda sísmica, y dependiendo del porcentaje de vulnerabilidad que alcanzaron las estructuras ante escenario caracterizado por un valor máximo de aceleración (PGA), se tomó la decisión de no efectuar reforzamientos en las edificaciones analizadas.
10. La validez de los resultados del PSVT comprobadas en este trabajo y los realizados por Stone (2015) con otras metodologías simplificadas, coinciden bien para los estados de daño leve a moderado. Para los estados de daño severo y completo los resultados difieren significativamente por lo que requiere de efectuar algunos ajustes de la curva obtenida en PSVT considerando un menor valor de la ductilidad.

8.2. Recomendación

Se puede ampliar en estudio al considerar incertidumbre en la capacidad de la estructura considerando la variabilidad de los parámetros básicos, tales como la resistencia del

material y las propiedades geométricas, estos parámetros siempre tendrán variaciones estadísticas. Una vez que se cuenta con una función de distribución para cada parámetro, estos se definen como variable aleatoria utilizando técnicas de simulación se puede obtener un muestreo adecuado de cada uno de ellos mediante la media y la desviación estándar. Los datos obtenidos mediante el tratamiento estadístico indicado, tales como, la resistencia a compresión del concreto, fluencia del acero, el valor de cortante y desplazamiento de la fluencia de la curva de desempeño, pueden ser ingresado al programa PSVT según el modelo a analizar.



9. Referencias Bibliográficas

- Acevedo, A. (2012). Criterios sismológicos para seleccionar acelerogramas reales de la red nacional de acelerógrafos de Colombia para su uso en análisis dinámicos. Paper. Revista EIA Número 17, p. 57-70. Medellín, Colombia.
- Aguiar, R. (2008). Análisis sísmico de edificios (Primera edición). Quito, Ecuador. Escuela Politécnica del Ejército.
- Aguilar, A. (2011). Evaluación probabilística del riesgo sísmico de edificios en zonas urbanas (Tesis doctoral). Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona, España.
- Aguilar, Z. y Piedra, R. (2005). Reflotamiento de la red acelerográfica nacional del CISMID y su contribución para una base de datos de sismos fuertes. XV CONIC 2005. Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres – CISMID. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú.
- Aguilera, M. (2011). Métodos de diseño sísmico basado en desplazamientos con aplicación a estructuras reticulares de concreto reforzado (Tesis de maestría). Universidad Nacional Autónoma de México. México
- Astorga, M. y Aguilar, R. (2006). Evaluación del riesgo sísmico de edificaciones educativas peruanas (Tesis de maestría). Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
- ATC 58-2, (2003). Preliminary evaluation of methods for defining performance. ATC, Redwood City.
- ATC-40, (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, vols. I & II. Applied Technology Council.
- Bertero, R. et al. (1992). Criterios para construir el espectro de diseño elástico y seleccionar los sismos de diseño para un sitio dado. Buenos Aires, Argentina. Universidad de Buenos Aires.
- Blondet, M., Dueñas, M., Loaiza, C., Flores, R (2004). Seismic vulnerability of informal construction dwellings in Lima, Peru: Preliminary diagnosis. En 13th World Conference on Earthquake Engineering. (pp. 1 - 11). VANCOUVER. Mira Digital Publishing

- Bonett, R. (2003). Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada (Tesis doctoral). Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona, España.
- Bonett, R. y Pujades, Ll. (2002). Generación de acelerogramas artificiales compatibles con un espectro de respuesta. Aplicación a eventos recientes en Colombia y España. Paper. Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería Vol. 18, 2. Barcelona, España.
- Botero, J. y Lluch, J (2005). Estimados del Costo de Reconstrucción de Edificios en Puerto Rico. Conferencia de Ingeniería y Tecnología (LACCET'2005). Avances en Ingeniería y Tecnología: Una perspectiva global. Junio 2005. Cartagena de la India, Colombia.
- Cahill, T., Isacks, B. (1992), "Seismicity and shape of the subducted Nazca plate", Journal of Geophysical Research, Vol. 97, N° B12, pp 17503-17529.
- Cassano, A. (2009). Análisis de Estructuras Bajo Acciones Dinámicas. Paraná, Argentina. Editorial de la Universidad Tecnológica nacional – edUTecNe.
- Castillo, J. y Alva, J. (1993). Peligro sísmico en el Perú. Ponencia presentada en el VII Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Lima, Perú.
- Chávez, J., Khemici, O., Khater, M. & Keshishian, P. (2012). Building codes and relative seismic vulnerability in Latin American countries. 15 WCEE Lisboa 2012.
- Chopra, A. (2004). Estimating seismic demands for performance-based engineering of buildings. 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, B.C. Canadá.
- Chopra, A. (2014). Dinámica de estructuras (Cuarta edición). Traducción de Murrieta, J. Editorial Pearson. México.
- CISMID (2013). Convenio específico interinstitucional de cooperación entre el instituto general de investigación de la Universidad Nacional De Ingeniería y El Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción – SENCICO (Producto N° 2). Informe preparado por CISMID-FIC-UNI. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú.
- Clough, R. (1995). Dynamics of structures. Computers & Structures. Berkeley, USA.

- Cornell A. (1968), Engineering seismic risk analysis. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol 58, N5 págs. 1538-1606.
- Crowley, H. Pinho, R. Pagani, M., Keller, N. (2013). Assessing global earthquake risks: The Global Earthquake Model (GEM) initiative in: Testamariam S and Goda K (Eds.), Handbook of seismic risk analysis and management of civil infrastructure systems, Woodhead Publishing Limited.
- Deza E. (1990). Identificación de una Posible Estructura en Bloques en el Sur del Perú. Seminarios CISMID-UNI, Lima, Perú
- FEMA 306 (1998) Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings. FEMA, Washington, DC
- FEMA 451B (2007) Inelastic behaviour of materials and structures. FEMA, Washington, DC
- Gamarra, C. (2009). Nuevas fuentes sismogénicas para la evaluación del peligro sísmico y generación de espectros de peligro uniforme en el Perú (Tesis para optar el título profesional de ingeniero civil). Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú
- García, L. (1998). Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico. Bogotá, Colombia. Universidad de los Andes.
- Guendelman, T., Guendelman, M., Lindenberg, J. Leyton, F. y Einsenberg, A., (1997). “Desempeño sísmico implícito de edificios diseñados con la norma sísmica chilena”, VII Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, La Serena.
- Hong H. (2012). Peligro, riesgo y diseño óptimo. The Mexican Academy of Engineering, Mexico.
- Inaudi J. (2015). PSVT β v2015. Probabilistic simulation vulnerability tool: Manual de Usuario.
- INDECI (2012). Vivir con el Riesgo: Informe mundial sobre iniciativas para la reducción de desastres.
- ITDG Perú. (1999). Estructuras resistentes a desastres. Lima, Perú. Intermediate Technology Development Group.

- Mahmoudi, M. (2009). Determining the maximum lateral displacement due to severe earthquakes without using nonlinear analysis. World Academy of Science, Engineering and Technology.
- Manohar, Sh. y Madhekar, S. (2015). Seismic design of RC buildings, Theory and practice. Springer. Maharashtra, India.
- McGuire (1995), Robin K. Seismic Hazard and Risk Analysis. Estados Unidos de America: Earthquake engineering research institute, 2004. 221 p.
- Mendoza, M. (2011). Desarrollo y Validación de un Método de Evaluación y Diseño Sísmico Basado en Desempeño para Edificios de Concreto Reforzado (Tesis doctoral). Universidad Nacional Autónoma de México. México.
- Meneses, J. y Alva, J. (1986). Determinación del espectro elástico de diseño y coeficiente sísmico para Lima. Artículo científico. U.S. Geological Survey. Instituto Tecnológico de California. U.S.A.
- Ministerio del Ambiente (2010). Mapa de vulnerabilidad física del Perú (Primera Versión). Lima, Perú.
- Monzón, J. (2013). Selección y adecuación de acelerogramas sísmico para análisis de estructuras con ejemplos para el valle de Guatemala (Tesis para obtener el título de ingeniero civil). Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala.
- Moreno, C, y Thomson, P. (2010). Incertidumbre paramétrica e modelos dinámicos de estructuras civiles. Ingeniería y Competitividad. Volumen 12, No.1,p.111-125(2010)
- Moreno, R., Bairan J.(2010). Curvas de fragilidad para evaluar el daño sísmico en edificios de concreto armado con losas reticulares. Revista de la Facultad de Ingeniería U.C.V., Vol. 25, N° 4, pp. 61–71, 2010, Universidad Politécnica de Cataluña. Escuela de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos, Barcelona, España. España.
- Moreno, R., Pujades, L., Aparicio, Ac. & Barbat, A. (2008). Herramientas necesarias para la evaluación sísmica de edificios. Monografía CIMNE. Centro Internacional de métodos numéricos en ingeniería. Barcelona, España.

- Ottazzi G. (2004). Material de apoyo para la enseñanza de los cursos de diseño y comportamiento del concreto armado (Tesis de maestría). Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
- Paulay, T. y Priestley, M. (1992). Seismic design of reinforced concrete and masonry building. USA. Wiley Interscience Publication.
- Quiroz, E. (2017). Vulnerabilidad sísmica de una edificación escolar típica módulo 780 Pre NDSR-1997 mediante modelos no lineales (Tesis de maestría). Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
- Rojas, R. y Coronel, G. (2014). Curvas de fragilidad y vulnerabilidad sísmica del edificio residencial tipo 6M8-66 mediante análisis estático no lineal. Paper. Universidad Central de Venezuela. Jornadas de investigación, encuentro académico industrial. Caracas, Venezuela.
- Safina, S. (2002). Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales (Tesis doctoral). Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona, España.
- Santana, R. (2012). Diseño sísmico por desempeño de estructuras de albañilería confinada (Tesis de maestría). Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú.
- SEAOC (1995). Vision 2000: Performance Based Seismic Engineering of Buildings, San Francisco.
- SENCICO (2016). Actualización del programa de cómputo orientado a la determinación del peligro sísmico en el país: manual del aplicativo web. Lima, Perú.
- Silgado, E. (1978). Historia de los sismos más notables ocurridos en el Perú (1513 - 1974). Lima, Perú. Instituto de Geología y Minería.
- Stone, H. (2015). Feedback on the probabilistic seismic vulnerability tool (PSVT). Informe. University College London. London. UK.
- Sucuoglu, H. y Akkar S. (2014). Basic earthquake engineering-from seismology to analysis and desing. Springer. Istanbul, Turkey.
- Tarque, S. y Mosqueira, M. (2005). Recomendaciones técnicas para mejorar la seguridad sísmica de viviendas de albañilería confinada de la costa peruana (Tesis de maestría). Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.

- The Institution of Civil Engineers. (1999). Estructuras resistentes a desastres (Structures to Withstand Disaster. Development Group, ITDG - Perú. Reino Unido.
- Vargas, Y., Pujades, L., Barbat, A., Hurtado, J. (2013). Evaluación de probabilidad de la capacidad, fragilidad y daño sísmico de edificios de hormigón armado. Revista Internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería.
- Vega, S. (2014). Estudio del uso de registros compatibilizados con los espectros de respuesta para la generación de curvas de fragilidad (Tesis para optar el título de ingeniero civil). Universidad de Chile. Santiago de Chile, Chile.
- Velásquez, J. (2006). Estimación de pérdidas por sismo en edificios peruanos mediante curvas de fragilidad analíticas (Tesis de maestría). Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
- Youngs, R. R., Chiou, S. J., Silva, W. J. and Humprey, J. R. (1997), "Strong ground motion attenuation relationships for subduction zone earthquakes", Seismological Research Letters, Vol. 68, Numb. 1, Pp. 58 – 73, USA.

